# 地中構造物に作用する地震後の 残留土圧について

## 五十嵐 徹1・澤田 純男2・後藤 浩之3

<sup>1</sup>非会員 株式会社ニュージェック 都市・地域整備グループ 技術グループ統括 (〒531-0074 大阪市北区本庄東二丁目3番20号) E-mail: igarashitr@newjec.co.jp

<sup>2</sup>正会員 京都大学防災研究所教授(〒611-0011宇治市五ヶ庄)
 E-mail: sawada@catfish.dpri.kyoto-u.ac.jp
 <sup>3</sup>正会員 京都大学防災研究所准教授(〒611-0011宇治市五ヶ庄)
 E-mail: goto@catfish.dpri.kyoto-u.ac.jp

地盤と構造物の相互作用の数値解析が耐震設計の実務レベルで実用化されはじめて久しい.一方,常時の構造 物設計においては従来からの構造力学的手法も設計として多く採用されている.土中構造物に関しては段階的な 掘削に対する隣接構造物への影響解析等においてFEMによる連成解析が行われているが、この場合、土中構造物 へ作用する土圧にはモール・クーロンの土圧式とは異なる値が設計に採用されることとなる.本研究では、まず 土中構造物に作用する主働側の土圧変化のメカニズムを静的2次元FEM解析で再現を試みた.次に、そのモデル を用いて動的解析を行い地震後の残留土圧を解析した.地盤を線形要素でモデル化した場合や地盤のひずみが弾 性領域内である場合は、地震後の残留土圧は静止土圧で安定するが、地震時に降伏点ひずみに達成する要素が多 くなると、残留土圧が地震前と比較して大きくなる計算結果となった.

本研究においては、土塊が微小変形の範囲内での検討であるが、地盤の非線形性により地震後に土圧が受働側 で安定し、残留土圧が当初の静止土圧より大きな値となる可能性を示した.

Key Words : Residual earth pressure, Underground structure, Numerical analysis

## 1. はじめに

土中構造物には通常時,地震時のいずれの状態に おいても土圧が作用し,構造物の設計を行ううえに おいて最も影響のある外力となる.地震時の静的解 析においては,震度法や応答変位法といった構造物 と地盤を個別に解析する方法のほか,地盤と構造物 を一体としたFEMによる応答震度法による解析が一 般的に用いられる<sup>1</sup>.

地盤と構造物の相互作用に関して地盤バネの評価 として地盤を土中立坑<sup>2)</sup>としてモデル化する手法の 研究や,杭基礎構造物について集約バネモデル,2 次元骨組モデル,2次元FEMモデルについてそのモデ ル化の影響について研究された事例<sup>3)</sup>がある.

構造物が地表面付近に存在し、かつ慣性力の影響 が大きい場合は震度法が適し、地盤変形の影響が大 きい場合は応答変位法が適するとされる. 震度法解 析における土圧の設定においては修正物部・岡部法 4)による地震時主働土圧係数を採用することが多い<sup>5)</sup>.

これら複数の解析手法において、構造物に作用す る土圧の大きさや深さ方向の分布は、全く異なる傾 向を示す.耐震解析にあたり、このいずれの方法を 採用するかについての判断は,技術者判断によると ころが大きく,場合によっては複数の方法による解 析を行い,安全側の設計となるように解析方法を選 択することもある<sup>の</sup>.また,耐震設計においては地 震継続中の最大応答に対して部材設計を行うことが 一般的であり,液状化地盤等の場合を除き,地震後 は地震前と同様の静止土圧が作用した状態で安定す る前提としていることが多い.

物部・岡部式はクーロンの土圧理論に震度法を適 用した式であるため、非線形性の地盤を対象とした 地震時および地震後の土圧設定に関してその妥当性 には限界があると考えられる<sup>7</sup>.

擁壁のように地盤が伸張する側への構造物の残留 変位がある程度大きい場合は主働側で安定し,静止 土圧で設計することは安全側となるが,逆方向への 残留変位となる場合や地盤の変形が圧縮側となる場 合は受働側で安定し,危険側の設計となる可能性が ある.

本研究においては、以下のとおり、まず主働側の 土圧が再現できる地盤と構造物の連成モデルを作成 し、その上で動的解析を行い残留土圧を調査した. ・構造物の変位による主働土圧の再現

・地震後の構造物へ作用する残留土圧

実際の構造物のように、たわみ性部材の場合では 土圧分布の形状や大きさが構造物の変形と連動して 変化するが、本論においては土圧作用の基礎的なメ カニズムを研究することを目的とし、構造物の変位 による影響は水平方向の変位のみとした.

## 2. 解析地盤モデル

解析に用いた2次元FEM地盤モデルを図-1に示す. 地盤は深さ10m,水平方向32mの均一の仮想砂質地 盤とし,粘着力は考慮しない.左右側面は粘性境界 要素とし底面要素節点は固定端とした.

モデル中央に深さ5m,幅8mの構造物をモデル化 した.ここでは地盤の挙動を分析することを目的と し、構造物の質量はゼロに設定した.構造物の沈下 や慣性力の影響を無視するとともに、壁部材の回転 と鉛直方向の変位は拘束し水平方向変位のみを許容 した.

地盤要素は平面ひずみ要素とし、地盤の物性は表 -1に示すとおりとした.線形と4種類の非線形ケー スを設定した.非線形特性はバイリニア型とし、降 伏点ひずみを2.5×10<sup>4</sup>と2.5×10<sup>5</sup>の2種類、剛性低下 率を50~30%の3段階を設定した.

本論文は図-1の赤線で示された壁と床で構成され た凹形の仮想躯体に作用する主働土圧と地震後の残 留土圧について述べる.

主働土圧を再現する前工程として自重解析を行った.解析結果は表-2および図-2に示す.図-2の横軸

には地盤要素の応力を縦軸には壁高位置とし、土圧 分布図様に整理した.地盤は一様に鉛直方向に沈下 し、平面ひずみ要素に発生する水平方向応力 $\sigma x$ と 鉛直方向応力 $\sigma v$ の比 $\sigma x/\sigma v$ はポアソン比から式 (1)により決定され、解析結果は理論値と一致した.

$$Kn = \sigma_X / \sigma_Y = \nu / (1 - \nu)$$
(1)  
 $\nu : ポアソン比$ 

表-2 自重解析結果と理論値

		自重解析		理論値							
壁高位置		静止土圧		静止土圧(ポアソン比 0.43)							
(m)	σx (KPa)	σy (KPa)	σx/σy (土圧係数)	σx (KPa)	σy (KPa)	σx/σy (土圧係数)					
4.75	3.1	4.2	0.737	3.1	4.2	0.753					
4.25	9.4	12.5	0.749	9.4	12.5	0.753					
3.75	15.6	20.8	0.751	15.7	20.8	0.753					
3.25	21.9	29.2	0.752	22.0	29.2	0.753					
2.75	28.2	37.5	0.752	28.2	37.5	0.753					
2.25	34.5	45.8	0.753	34.5	45.8	0.753					
1.75	40.8	54.1	0.753	40.8	54.1	0.753					
1.25	47.1	62.5	0.753	47.0	62.5	0.753					
0.75	53.3	70.8	0.753	53.3	70.8	0.753					
0.25	59.6	79.1	0.754	59.6	79.1	0.753					
	平均土圧係	数Σσx/Σσv	0 753	平均土圧係	0 753						





図-1 二次元 FEM モデル(上図:メッシュ 左下:非線形特性)

表-1 地盤の物性

地盤 検討ケース		線	形or非線形		単位体積 重量	せん断 弾性係数	ポアソン	地盤
	Ŧ	デル	降伏点ひずみ	剛性低下率	tf/m <sup>3</sup>	kN/m²	比	减技
地盤タイプ1	ĥ	泉形	—	_				
地盤タイプ2			$2.5 \times 10^{-4}$	50%		3.903 × 10 <sup>4</sup>	0.43	
地盤タイプ3	非線形	バイリニア		50%	1.7			3%
地盤タイプ4	クト 小水 ハン		2.5 × 10 <sup>-5</sup>	40%				
地盤タイプ5				30%				

## 3. 主働土圧の再現

主働土圧再現の解析手順を図-3に示す. 自重解析 により安定した地盤モデルを構築した後に,仮想躯 体範囲の地盤を除去し応力解放を行った. 同時に, 剛体の壁と床要素を設置し,当初土塊重量を積載さ せ地盤の膨れ上がりを抑えた.

仮想躯体と地盤との関係は図-4に示すとおりに設 定した.仮想躯体と地盤との反力は鉛直方向バネと せん断方向バネを介して伝達させた.鉛直方向バネ の剛性は10<sup>12</sup>のオーダーに設定し地盤の反力が直接 的に仮想躯体へ伝達させた. せん断方向バネの剛性 は10<sup>-8</sup>のオーダーに設定し躯体と地盤との摩擦抵抗 が極めて小さい状態をモデル化した.

次の段階では、床要素の剛性を徐々に低下させた. これにより、地盤の水平方向の土圧と釣り合う位置 まで剛体壁が水平方向に変位する.この状態におい て壁に接する地盤要素の鉛直および水平方向応力を 分析した.静止土圧状態の計算結果である図-2と比 較すると、変位が増加するにつれ、水平方向応力が



図-4 応力開放と剛体壁・床梁の設置

**表-2** 解析結果(地盤タイプ1)

-																		
									線形	解析								
壁高位置	位置 自重解析(ポアソン比0.43) 変位			量 δx=0.00	)4mm	変位	変位量 δx=0.037mm			変位量 δx=0.302mm			変位量 δx=1.034mm			変位量 δx=1.414mm		
(m)	σx (KPa)	σy (KPa)	σx/σy (土圧係数)	σx (KPa)	σy (KPa)	σx/σy (土圧係数)	σx (KPa)	σy (KPa)	σx/σy (土圧係数)	σx (KPa)	σy (KPa)	σx/σy (土圧係数)	σx (KPa)	σy (KPa)	σx/σy (土圧係数)	σx (KPa)	σy (KPa)	σx/σy (土圧係数)
4.25	9.4	12.5	0.749	11.5	14.8	0.781	11.3	14.8	0.764	9.3	14.7	0.630	3.7	14.6	0.256	0.9	14.5	0.059
3.75	15.6	20.8	0.751	16.6	23.8	0.697	16.3	23.8	0.685	14.1	23.7	0.594	7.9	23.5	0.338	4.7	23.3	0.203
3.25	21.9	29.2	0.752	22.3	32.9	0.677	22.0	32.9	0.668	19.5	32.7	0.597	12.7	32.3	0.394	9.2	32.1	0.287
2.75	28.2	37.5	0.752	28.3	42.1	0.671	27.9	42.1	0.663	25.2	41.9	0.602	17.7	41.2	0.429	13.8	40.9	0.337
2.25	34.5	45.8	0.753	34.3	51.5	0.666	33.9	51.5	0.659	30.9	51.2	0.604	22.5	50.3	0.447	18.1	49.9	0.364
1.75	40.8	54.1	0.753	40.5	61.3	0.660	40.0	61.2	0.654	36.5	60.8	0.601	26.9	59.8	0.450	21.9	59.2	0.369
1.25	47.1	62.5	0.753	46.7	71.6	0.653	46.2	71.6	0.646	42.0	71.1	0.591	30.4	69.8	0.436	24.4	69.2	0.353
	亚物土正成	M 5 a / 5 a.	0.752	平均十年8	· ** · · · · · · · · · · · · · · · · ·	0.672	平均十正/6	St 5 an / 5 an	0.664	平均十正月	m 5 au / 5 au	0.600	平均十年8	5m 7 an 15 an	0.419	平均十年8	(物下の)/(下の)	0 2 2 2

表-3 解析結果(地盤タイプ3)

	降伏点ひずみ 2.5E-5 低減率50%																	
壁高位置	自重解:	自重解析(ポアソン比0.43) 変位量 Sx=0.004mm			変位量 δx=0.038mm			変位量 δx=0.313mm			変位量 δx=1.319mm			変位量 δx=2.116mm				
(m)	σx (KPa)	σy (KPa)	σx/σy (土圧係数)	σx (KPa)	σy (KPa)	σx/σy (土圧係数)	σx (KPa)	σy (KPa)	σx/σy (土圧係数)	σx (KPa)	σy (KPa)	σx/σy (土圧係数)	σx (KPa)	σy (KPa)	σx/σy (土圧係数)	σx (KPa)	σy (KPa)	σx/σy (土圧係数)
4.25	9.4	12.5	0.749	11.2	14.6	0.767	11.0	14.6	0.751	9.1	14.5	0.632	3.1	14.1	0.220	-1.0	14.0	-0.072
3.75	15.6	20.8	0.751	16.6	23.7	0.701	16.4	23.7	0.691	14.3	23.4	0.610	7.8	22.9	0.339	3.4	22.6	0.150
3.25	21.9	29.2	0.752	22.6	32.9	0.688	22.3	32.8	0.680	20.0	32.4	0.617	13.0	31.7	0.409	8.3	31.2	0.265
2.75	28.2	37.5	0.752	28.8	42.2	0.683	28.5	42.1	0.677	25.9	41.6	0.622	18.2	40.6	0.448	13.1	40.0	0.329
2.25	34.5	45.8	0.753	35.1	51.6	0.679	34.7	51.5	0.674	31.7	50.9	0.624	23.3	49.7	0.468	17.7	48.9	0.362
1.75	40.8	54.1	0.753	41.4	61.3	0.675	41.0	61.2	0.670	37.5	60.4	0.621	27.9	58.9	0.474	21.7	57.9	0.374
1.25	47.1	62.5	0.753	48.1	71.6	0.672	47.6	71.4	0.667	43.3	70.4	0.615	32.5	68.6	0.475	25.8	67.4	0.382
	平均土圧係	数Σσx/Σσy	0.752	平均土圧倒	έ数Σσx∕Σσy	0.684	平均土圧係	ξ数Σσx/Σσy	0.678	平均土圧係	ξ数Σσx/Σσy	0.619	平均土圧倒	ξ数Σσx∕Σσy	0.439	平均土圧倒	έδαΣσx∕Σσy	0.315

徐々に減少し, 主働土圧の方向に変化することが予 想された<sup>8)</sup>.

表-2は地盤タイプ1の計算結果を,表-3は地盤タ イプ3の計算結果を示す.図-5には地盤タイプ1の 計算結果を,図-6には地盤タイプ3の計算結果を図 -2に重ねたグラフである.図-2と同様に横軸には地 盤要素の応力を縦軸には壁高位置とし,土圧分布図 様に整理した.

線形モデルである地盤タイプ1の計算結果と非線 形モデルである地盤タイプ3の計算結果のどちらも, 壁が変位するにしたがって水平方向応力が低下する 結果となり,地盤の伸張に伴って水平方向応力が減 少する現象が再現された.

図-7は、横軸に壁の変位量、縦軸に土圧係数( $\sigma$  x/ $\sigma$ <sub>y</sub>)としたグラフである.横軸正側は主働側への変化となり、横軸負側は受働側の変化を示すことになる.

地盤モデル4およびモデル5の計算結果も図-7に 掲載した.表-1に示したとおり,地盤モデル4およ





びモデル5はモデル3よりも降伏ひずみ点からの剛 性低下を小さくしている.変位が進行し,剛性が低 下するほど,変位に対する水平力の低下が小さくな り,非線形的な主働側の地盤応力の変化が適切に再 現された.地盤モデル5については,変位が0.5mm 程度を超えると,計算が収束しなくなったため計算 を終了した.

なお,図-7において初期の土圧が静止土圧より若 干低下しているのは図-4で示した接続バネにおいて, 剛性を極めて高く設定しているが,微小変形による 主働側への移動が影響している.

#### 4. 地震時後の残留土圧

主働土圧が再現可能なモデルを用いて、地震後の 残留土圧について数値解析を行った.地盤モデルは タイプ1~3の3種類を対象とした.地震動は1周期 2.4秒の水平方向正弦波とし、地盤要素に一様に加 振した.最大加速度は0.2Gと0.8Gの2種類を与えた. 加振動回数は、3周期と7周期の2種類とした.これ らの計算条件の組み合わせを表-4に示す.

今回の動的解析においては地盤の振動と変形特性 による残留土圧の変化を調査することを目的とする ため、仮想躯体は剛体とした.また、質量はゼロと し、地震動による慣性力は作用しない.図-8は地盤 タイプ3、加振動回数は7周期、最大加速度0.8Gに おける壁中央部に接触する地盤要素の応答加速度履 歴を示す.加振終了後、約4秒後に振動が安定する.

図-9~図-11は加振回数を3周期とし,最大加速度 を変化させた解析結果である.図-2と同様に横軸に は地盤要素の応力を縦軸には壁高位置とし,土圧分 布図様に整理した.

図-9は地盤を線形要素とした地盤タイプ1である. 地盤が線形要素である場合は,最大加速度にかかわ らず,地震後の残留土圧は静止土圧とほぼ等しい結 果となった.



表-4 動的解析条件の組合せ

図-10は地盤タイプ2のケースである.バイリニ ア型の非線形要素で降伏点ひずみが2.5×10<sup>4</sup>,剛性 低下率を50%とした.最大加速度を0.8Gとしたケー スにおいても降伏点ひずみに達した要素が少なく, 残留土圧は地盤タイプ1と同様に静止土圧とほぼ等 しい結果となった.

図-11は地盤タイプ3のケースである.バイリニ ア型の非線形要素で降伏点ひずみが2.5×10<sup>-5</sup>,剛性 低下率を50%とした.最大加速度を0.2Gでは降伏点 ひずみに達した要素は少ないが,地盤タイプ2より も降伏点ひずみが小さいため,最大加速度を0.8Gと したケースにおいては降伏点ひずみに達した要素が 多く発生し,残留土圧は地盤タイプ1,タイプ2と 異なり,静止土圧状態より受働側となる計算結果と なった.

これらの結果について、横軸に最大加速度を、縦 軸に残留土圧係数として図-12に整理した.地盤モ デル1および地盤モデル2においては最大加速度が





図-15 加振周期を変化させたときの σ<sub>x</sub>曲線の変化 Kh=0.8G(地盤タイプ3)



図-16 加振回数と土圧係数

増加しても残留土圧係数の変化が少ないことがわかる. なお、図-12において初期の土圧が静止土圧より若干低下しているのは図-7と同様に、図-4で示した接続バネにおいて、剛性を極めて高く設定しているが、微小変形による主働側への移動が影響している.

次に,最大加速度を0.8Gとして,加振回数を7周 期に増加させた計算を行った.計算結果は図-13~ 図-15に示す.他のケースと同様に横軸には地盤要 素の応力を縦軸には壁高位置とし,土圧分布図様に 整理した.

図-13は地盤を線形要素とした地盤タイプ1である.地盤が線形要素である場合は,加振回数にかかわらず,地震後の残留土圧は静止土圧とほぼ等しい結果となった.

図-14は地盤タイプ2での計算結果である.加振 回数が7周期へ増加しても,降伏ひずみ点へ達した 要素が少なく,図-13と同様に地震後の残留土圧は 静止土圧とほぼ等しい結果となった.

図-15は地盤タイプ3での計算結果である.加振 回数を3周期とした図-11の段階で受働側へ土圧が変 化していることから,さらに受働側へ変化した計算 結果となった.

これらの結果について、横軸に最大加速度を、縦 軸に残留土圧係数として図-16に整理した.地盤モ デル1および地盤モデル2においては加振回数が増 加しても残留土圧係数の変化が少ないことがわかる. なお、図-16において初期の土圧が静止土圧より若 干低下しているのは図-12と同様に、図-4で示した 接続バネにおいて、剛性を極めて高く設定している が、微小変形による主働側への移動が影響している.

## 7. 結論

主働土圧の再現においては、2次元FEM静的解析 を行った. 主働土圧は通常,モール・クーロンのく さび土塊理論によりモデル化され求められるが,今 回は微小変形内での解析とし,破壊に至る前段階で の土圧が減少する過程の再現にとどめた.

粘着力の無い砂地盤であれば、地盤中の任意の深

さの点においては鉛直応力は一定であるが,水平応 力は地盤が伸張すれば減少する.壁が変位するにし たがって水平方向応力が低下する結果となり,地盤 の伸張に伴って水平方向応力が減少する現象<sup>4)</sup>を再 現した.

次に,土中構造物へ地震後に作用する残留土圧を 再現するために同じモデルを用いて動的解析を行っ た.地盤を線形材料でモデル化した場合や非線形モ デルにおいて降伏点に達した要素が少ない範囲では 残留土圧は地震前と顕著は変化がなかったが,降伏 点ひずみまで達する部材が多くなると,残留土圧が 地震前より大きくなる現象がみられた.

通常の土中構造物の耐震設計においては、地震後 の残留土圧についてこれまで明確にされていないが、 地盤の剛性と構造物の剛性のバランスによっては、 残留土圧が受働側で安定する可能性があることが示 された.

すなわち, 擁壁のように地盤が伸張する側への構 造物の残留変位がある程度大きい場合は主働側で安 定し,静止土圧で設計することは安全側となるが, 逆方向への残留変位となる場合や地盤の変形が圧縮 側となる場合は危険側の設計となる可能性がある.

今後は残留土圧にかかる地盤の応力状態の変化や せん断破壊が発生する大変形領域での解析による, より詳細な土圧メカニズムの研究が必要である.

#### 参考文献

- 1)九州大学出版会:最新地中・基礎構造物の耐震設計, p17, 2006
- 2) 志波由紀夫, 土木学会論文集 A1, Vol69, No4, PP. I\_55-I\_72, 2013
- 3)山本一敏,中野聡,坂梨和彦,湯浅明,牛島宏,成富勝:土木学 会地震工学論文集,Vol.27,pp178,2003
- 4)日本道路協会:道路橋示方書・同解説V耐震設計編, pp24, 200.
- 5)日本水道協会:水道施設耐震工法指針·解説, pp.62,2009
- 6) 日本水道協会:水道施設耐震工法指針・解説, pp.127,2009
- 7)渡辺健治,古関潤一,館山勝,小島謙一:土木学会第55回年 次学術講演会,Ⅲ-A140,2000

8)森北出版会:土質力学, p155, 1989

## RESIDUAL EARTH PRESSURE AFTER GROUND MOTION ACTING ON UNDERGROUND STRUCTURE

### Toru IGARASHI, Sumio SAWADA and Hiroyuki GOTO

Numerical analysis of the interaction between the ground and the structure has been put into practical use for seismic design. Meanwhile, conventional methods are often adopted in static condition. The earth pressure obtained from these two methods is different. In this research, we first tried to reproduce the active pressure acting on the soil structure by static 2D-FEM analysis. Furthermore, we carried out dynamic analysis using the model to analyze residual earth pressure after the ground motion.

It was found that when the ground displacement is small, the residual earth pressure after the ground motion stabilizes at the stationary soil pressure. However, when the ground displacement was large, the residual earth pressure became larger than the stationary soil pressure