

(参考資料1) グラウンドアンカの実態に即したモデル化, 物性値及び許容限界の設定方法

1. 概要

グラウンドアンカについては, 表1-1に記載のとおり, 実態に即したモデル化, 施工後の品質保証試験等を踏まえた物性値・許容限界の設定及びグラウンドアンカを反映した耐震評価が申し送り事項となっている。

上述を踏まえ, 本資料では, 「試験施工(基本調査試験)及び施工後の品質保証試験により設定した設計アンカー力を用い, 各部位の役割を踏まえて実態に即したモデル化, 物性設定及び許容限界の設定」を説明する。

グラウンドアンカを反映した耐震評価及び耐津波評価は, 今後, 「補足-027-08 浸水防護施設の耐震性に関する説明書の補足説明資料」のうち, 「防波壁(逆T擁壁)の耐震性についての計算書に関する補足説明」にて説明する。

表1-1 グラウンドアンカに係る申し送り事項

申し送り事項	説明方針
1. グラウンドアンカーについては, 詳細設計段階において逆T擁壁の転倒時の照査において見込むことを説明する。	<ul style="list-style-type: none"> グラウンドアンカについて, 試験施工(基本調査試験)及び施工後の品質保証試験により設定した設計アンカー力を用い, 各部位の役割を踏まえて実態に即したモデル化, 物性設定及び許容限界の設定を行う。(左記の2~4に対応) グラウンドアンカを反映した耐震評価を実施し, 部材照査, 躯体同士の支圧の照査, 止水目地の変形量照査, グラウンドアンカの発生アンカー力に対する照査を実施し, いずれも許容限界以下であることから, 地盤が傾斜しても, 防波壁(逆T擁壁)の浸水防護機能に影響がないことを確認する。(左記の1, 5に対応)
2. 鋼管杭式逆T擁壁のモデル化方針について, 実態に即したグラウンドアンカーのモデル化方法を詳細設計段階で説明すること。	
3. グラウンドアンカーの津波時の解析手法については, 詳細設計段階で適切な手法を設定する方針であることが明確となるよう, まとめ資料において説明すること。	
4. 詳細設計段階で検討するグラウンドアンカーの許容限界(設計アンカー力)の設定根拠や安全率については, 施工後の品質保証試験によって設定すること等を説明する。	
5. グラウンドアンカーによる変形抑制効果を踏まえた設計を行い, 施設の安全機能に影響を及ぼさないように設計すること。	

グラウンドアンカの設計から評価までのフローを図 1-1 に示す。

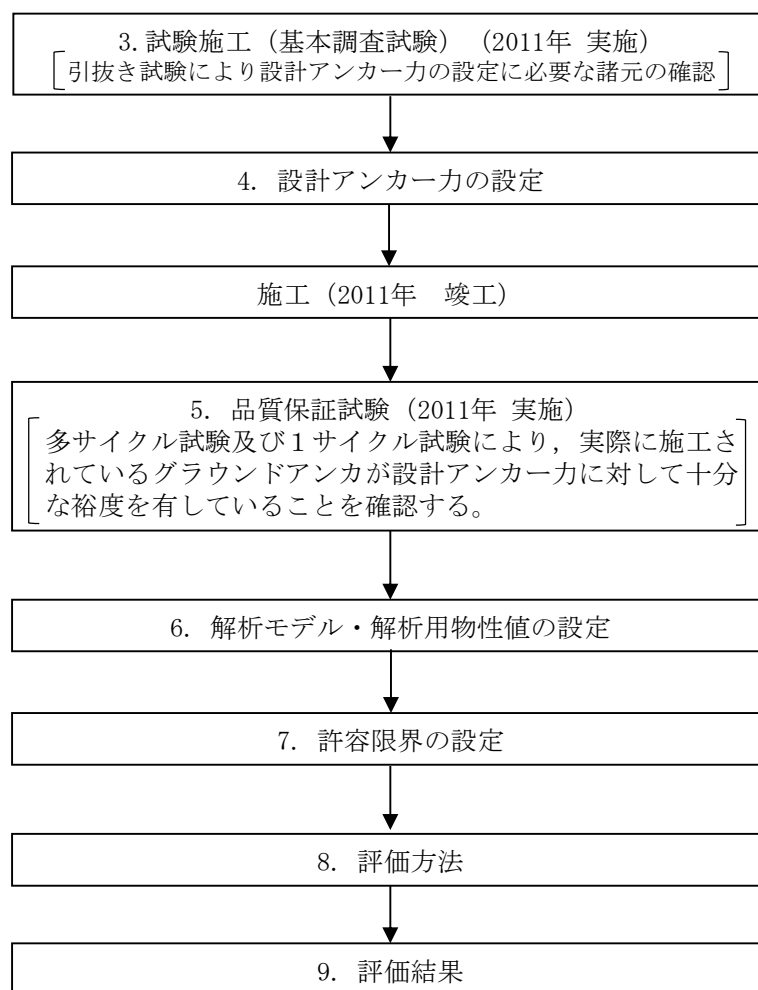
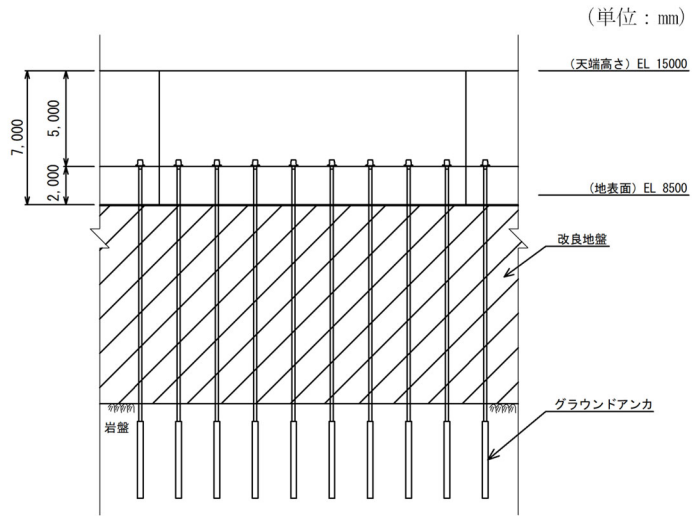


図 1-1 グラウンドアンカの設計から評価までのフロー

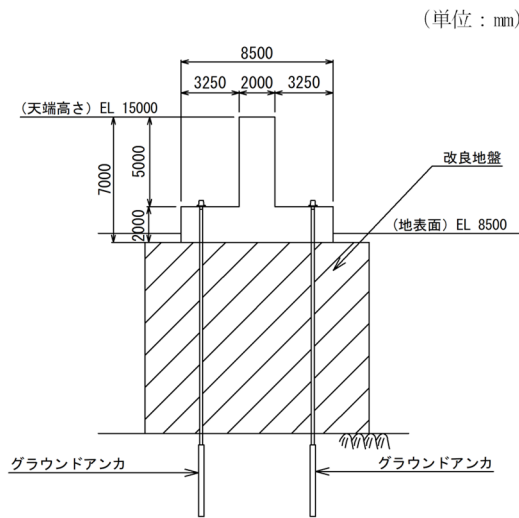
2. グラウンドアンカの概要

(1) 構造及び設置状況

グラウンドアンカは、「グラウンドアンカー設計・施工基準、同解説（2000，2012，地盤工学会）」（以下 設計・施工基準）に基づき設計・施工されており，逆 T 擁壁の 1 ブロックにおいて，海側では 8 本，陸側では 4 本設置し，緊張力を与えている。図 2-1 に逆 T 擁壁におけるグラウンドアンカ配置図，図 2-2 に逆 T 擁壁の横断方向の構造概要図，図 2-3 にグラウンドアンカの構造概要図，図 2-4 にグラウンドアンカの諸元を示す。



(正面図)



(横断方向)

図 2-2 逆 T 擁壁の構造概要図

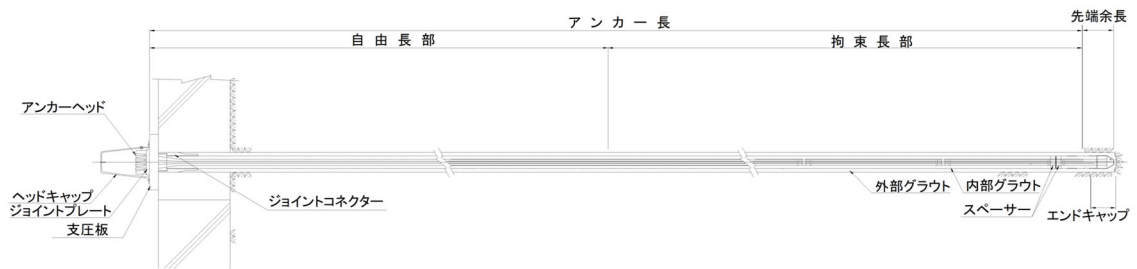
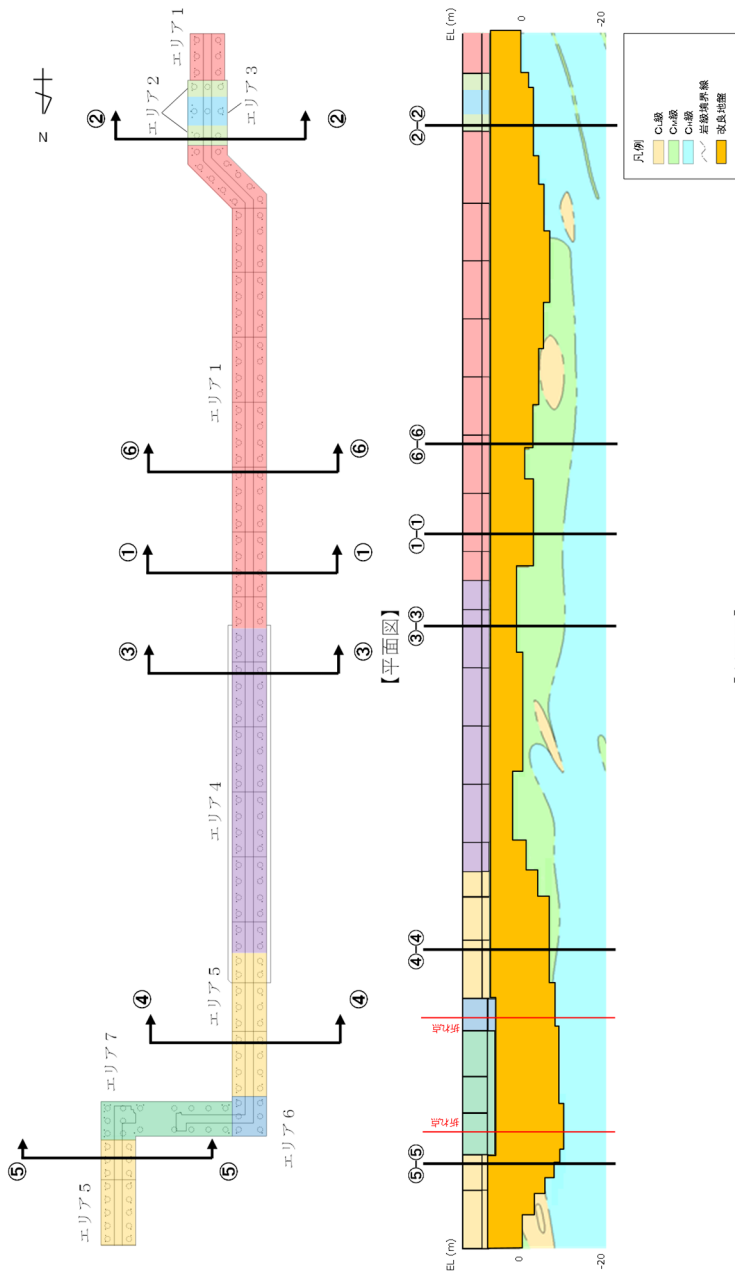


図 2-3 グラウンドアンカの構造概要図

(参考) 1-5



【断面図】

アンカー種別	削孔径 (mm)	PC鋼φ (mm)	PC鋼本数 (本)	テンドン自由長* (mm)	アンカー体長 (テンドン拘束長) (mm)	テンドンの極限張り力 (kN)	テンドンの降伏張り力 (kN)	テンドンの見かけの周長 (mm)	設計アンカー力 (kN)	許容アンカー力 (kN)	海側のグラウンドアンカー設置間隔 (mm)	設計アンカー力/許容アンカー力
エリア 1	135	15.2	11	8000~18000	8500	2800	2400	138.4	1440	1764	2000	0.82
エリア 2				11000~13500	10000				1700	2076	1650	0.82
エリア 3				12500~13000	9000				1500	1868	1535	0.80
エリア 4				7000~11500	8500				1360	1764	2000	0.77
エリア 5				10000~20500	7000				1170	1453	1625(北側) 2000(南側)	0.81
エリア 6				17000~18500	9500				1550	1972	1650	0.79
エリア 7				17500~20000	10000				1650	2076	1650	0.79

注記*：テンドン自由長部はアンカー体が岩盤に確実に定着するよう岩盤上面深さに合わせて長さを調整している。

図 2-4 逆 T 擁壁に設置されたグラウンドアンカーの諸元

3. 試験施工（基本調査試験）

基本調査試験では、引抜き試験を実施し、設計アンカー力を設定するための諸元の確認を行う。

以下の理由から、岩盤とアンカー体の周面摩擦抵抗が $1.0\text{N}/\text{mm}^2$ 以上であることを引抜き試験により確認する。

- ・設計アンカー力は「4. 設計アンカー力の設定」に記載のとおり、許容アンカー力より小さい値とする。許容アンカー力は、①テンドンの許容引張り力、②テンドンの許容拘束力及び③アンカーの許容引抜き力のうちの最も小さい値とする。
- ・①テンドンの許容引張り力は、「4. (1) テンドンの許容引張り力の設定」に記載のとおり、VSL 永久アンカーのカタログ値により求まる。
- ・②テンドンの許容拘束力は、「4. (2) テンドンの許容拘束力の設定」に記載のとおり、テンドンの拘束長・周長及びテンドンとアンカー体間の許容付着応力度により求まる。
- ・③アンカーの極限引抜き力は、「4. (3) アンカーの許容引抜き力の設定」に記載のとおり、岩盤とアンカー体周面の摩擦抵抗が必要であり、設計・施工基準に記載されている慣用値（保守的に軟岩との周面摩擦抵抗 $1.0\text{N}/\text{mm}^2$ を採用）を用いている。
- ・島根サイトは、硬岩サイトに分類され、グラウンドアンカ設置場所の岩級は図 3-3 に示すとおり概ね C_M 級～ C_H 級であることから周面摩擦抵抗 $1.0\text{N}/\text{mm}^2$ は十分保守的な設定と考えられるが、引抜き試験により、当該慣用値の妥当性を確認する。

(1) 試験機器及び試験位置

a. 試験機器

試験装置は加力装置，反力装置，計測装置，試験アンカーからなる。試験装置を図3-1に示す。

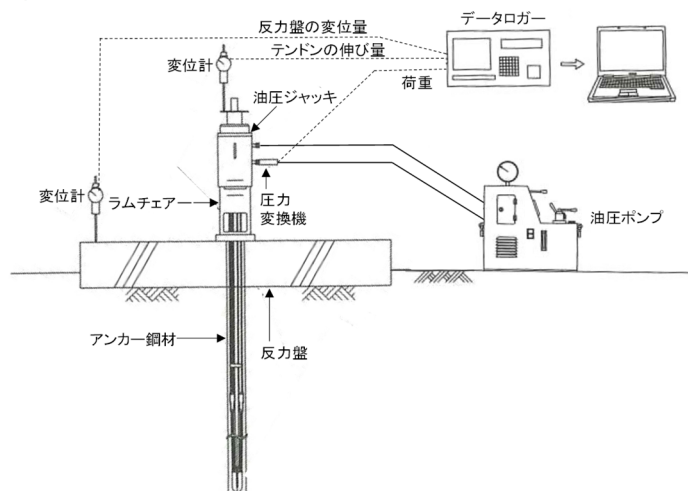


図3-1 試験装置

試験に使用するアンカーの諸元を表 3-1 に、イメージを図 3-2 に示す。引抜き試験は、岩盤とアンカー体の周面摩擦抵抗が 1.0 以上であることを確認する目的で実施する。

表 3-1 引抜き試験使用アンカーの諸元

諸元	諸元
アンカー種別	VSL 永久アンカー (E5-3)
削孔径 (mm)	90
PC 鋼 ϕ (mm)	12.7
PC 鋼本数 (本)	3
テンドン長 (mm)	12000
余長 (mm)	1000
緊張時自由長 (mm)	10410
アンカー体長 (テンドン拘束長) (mm)	1000
テンドンの極限引張り力 (kN)	549
テンドンの降伏引張り力 (kN)	468

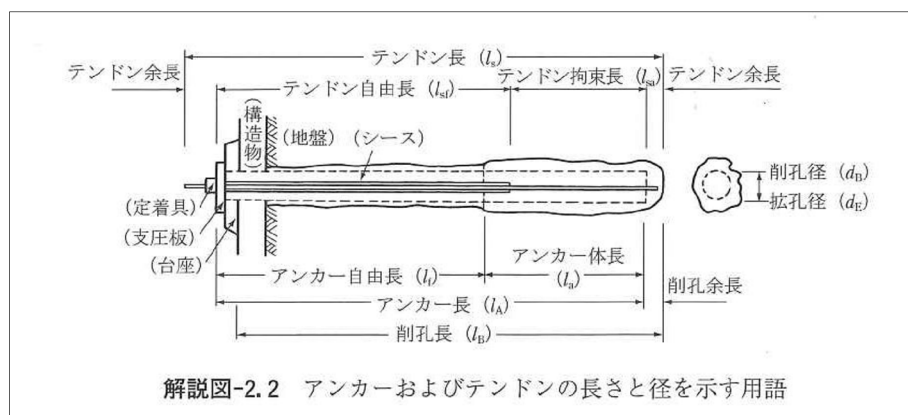


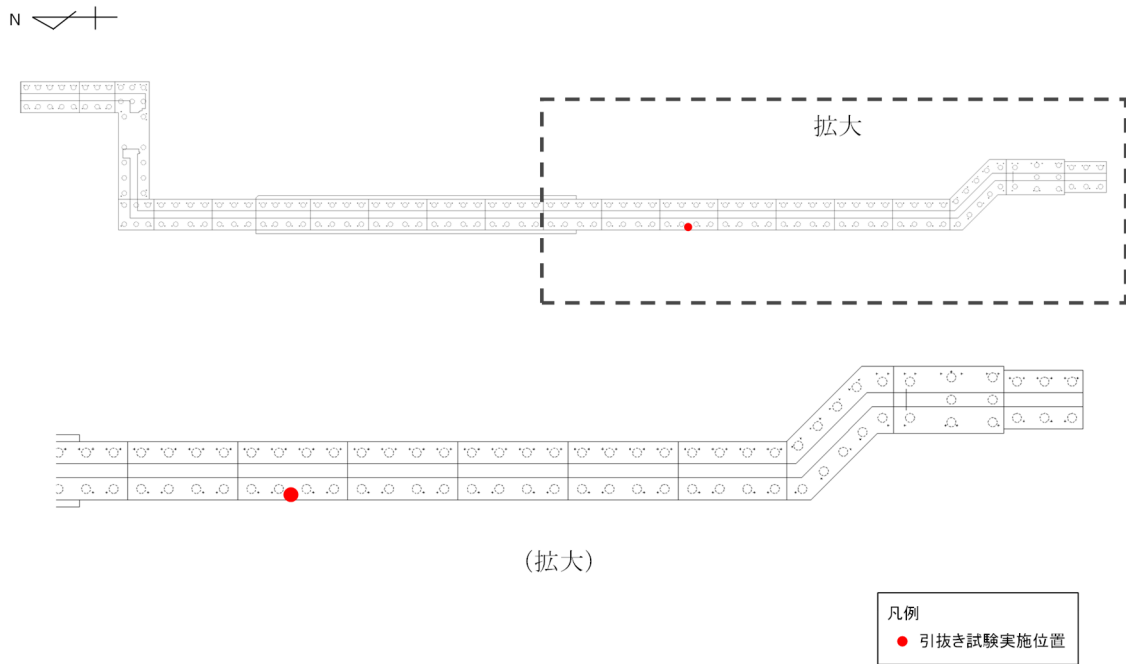
図 3-2 引抜き試験使用アンカーイメージ図 (設計・施工基準から抜粋)

b. 試験位置

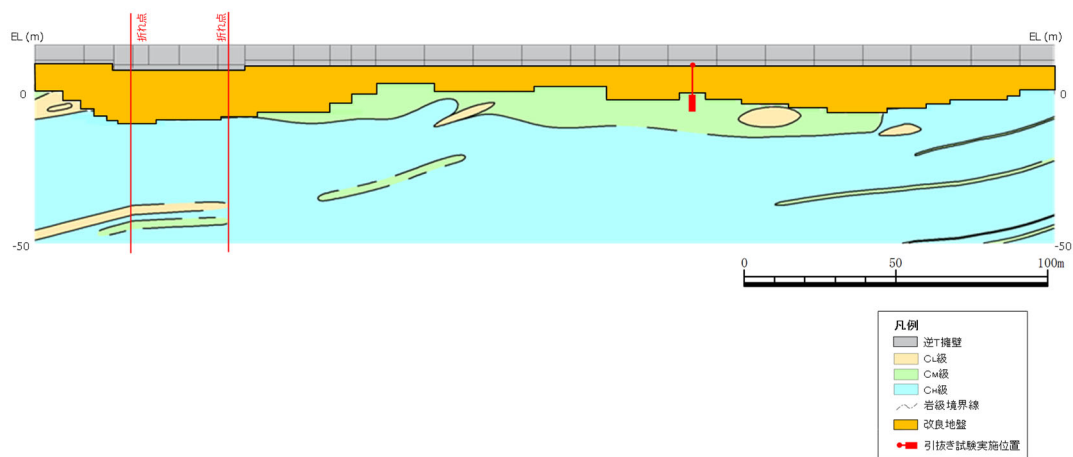
引抜き試験を実施する試験位置を図 3-3 に示す。

引抜き試験の実施位置については、逆 T 擁壁の直下に広く C_M 級岩盤が分布しており、周辺地盤状況の観点から代表的な位置と考えられることから、図 3-3 に示す位置を選定した。

なお、部分的に C_L 級岩盤が分布する範囲においても、逆 T 擁壁施工後の品質保証試験において、グラウンドアンカの引き抜きが発生しないことを確認している。



【平面図】*



【断面図】*

注記*：逆 T 擁壁設置前の試験施工であり、逆 T 擁壁設置予定位置にて実施。

図 3-3 引抜き試験実施位置

(2) 載荷方法と計測項目

引抜き試験の計画最大荷重は、設計・施工基準記載に基づき（図 3-4 及び図 3-5 参照）、岩盤とアンカー一体の極限周面摩擦抵抗の慣用値 1.00N/mm²を用いて、下式により算定する。計画最大荷重でも引き抜かれないことを確認することで、岩盤とアンカー一体の周面摩擦抵抗 1.00N/mm²の妥当性を確認する。

$$l_a = f_s \frac{T_d}{\pi \cdot d_A \cdot \tau}$$

ここに、 T_d ：設計アンカー力
 d_A ：アンカー体径
 τ ：周面摩擦抵抗
 f_s ：安全率（解説表-6.4）

図 3-4 計画最大荷重の設定方法

$$\begin{aligned} \text{計画最大荷重} &= L_a \times \phi \times \pi \times \tau / f_s \\ &= 1000 \times 90 \times \pi \times 1.00 / (1000 \times 1.0) \\ &= 282.74 \approx 282.80 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

L_a ：アンカー体長（=1000mm）

ϕ ：削孔径（=90mm）

τ ：岩盤とアンカー一体の周面摩擦抵抗（図 3-4 により $\tau=1.00\text{N/mm}^2$ と仮定。）

地盤の種類			摩擦抵抗 (MN/m ²)
岩盤	現 軟 風 化 土	岩	1.50~2.50
		岩	1.00~1.50 ※1
		岩	0.60~1.00
		丹	0.60~1.20
砂	N 値	10	0.10~0.20
		20	0.17~0.25
		30	0.25~0.35
		40	0.35~0.45
		50	0.45~0.70
砂	N 値	10	0.10~0.14
		20	0.18~0.22
		30	0.23~0.27
		40	0.29~0.35
		50	0.30~0.40
粘性土		1.0c (cは粘着力)	

注1) 加圧注入アンカーに対するデータを統計的に整理したものである。
 注2) 本解説表については、本解説を十分に理解のうえ、取扱いに注意する必要がある。
 注3) 蛇紋岩・第三紀泥岩・凝灰岩等の場合は、岩質区分から示される最小値よりも更に小さい摩擦抵抗しか得られない場合がある（付録6-5参照）。

図 3-5 設計施工基準記載の極限周面摩擦抵抗

図 3-6 に荷重サイクルを示す。各荷重サイクルでは、連続して荷重と変位を測定する。

図 3-7 に荷重時の試験実施状況を示す。

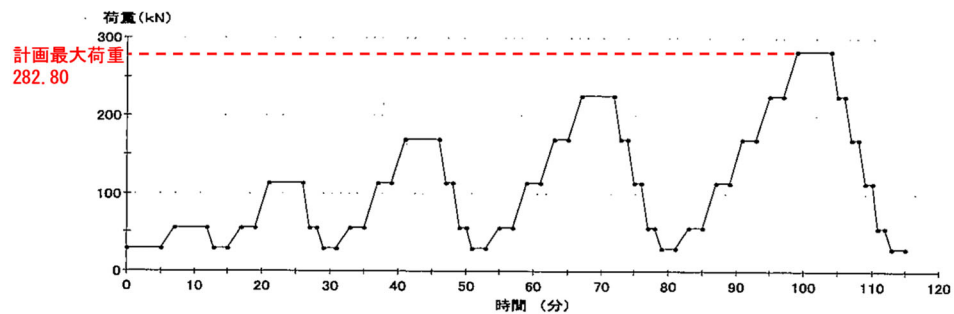


図 3-6 荷重サイクル



図 3-7 引抜き試験実施状況写真 (2011 年実施)

(3) 試験結果

引抜き試験における荷重-変位量図を図3-8に示す。

荷重-変位曲線は弾性的な挙動を示し、計画最大荷重でも引き抜きが発生しなかったため、設計上の単位面積当たりの周面摩擦抵抗が $1.00\text{N}/\text{mm}^2$ 以上であることを確認した。

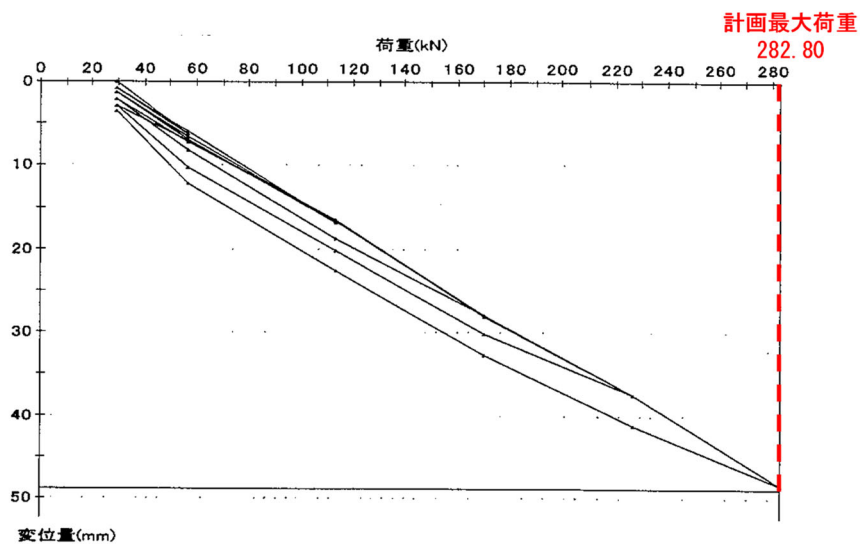


図3-8 引抜き試験における荷重-変位量図

4. 設計アンカー力の設定

設計アンカー力は、設計・施工基準（図4-1参照）に基づき、許容アンカー力を超えない値として設定する。

また、許容アンカー力は、設計・施工基準（図4-1参照）に基づき、極限アンカー力に安全率を考慮して算定した①テンドンの許容引張力、②テンドンの許容拘束力、③アンカーの許容引抜き力のうち、最も小さい値により設定する。③アンカーの許容引抜き力は、「3. 試験施工（基本調査試験）」の試験結果を踏まえ算定する。

6.6 テンドンに鋼材を用いる場合のアンカー力

(1) 設計アンカー力(T_d)は、許容アンカー力(T_a)を超えないものとする。

(2) 許容アンカー力(T_a)は、以下の3項目について検討を行い、最も小さい値を採用する。

1) テンドンの許容引張り力(T_{as})

テンドンの許容引張り力(T_{as})は、テンドンの極限引張り力(T_{us})およびテンドンの降伏引張り力(T_{ys})に対して、安全率を考慮していずれか小さい値とする。

2) テンドンの許容拘束力(T_{ab})

テンドンの許容拘束力(T_{ab})は、テンドンの極限拘束力(T_{ub})に対して、安全率を考慮して決定する。

3) アンカーの許容引抜き力(T_{ag})

アンカーの許容引抜き力(T_{ag})は、アンカーの極限引抜き力(T_{ug})に対して、安全率を考慮して決定する。

図4-1 設計アンカー力等の設定（設計・施工基準抜粋）

アンカーの破壊概念図を図4-2に示す。

①テンドンの破壊は、テンドン自体が破断する場合であり、これに抵抗する力がテンドンの極限引張力である。

②テンドンがアンカー体から引き抜かれることによる破壊は、テンドンとグラウトとの付着切れや、グラウトの拘束力不足によりグラウトが破壊した場合に発生する。これに抵抗する力がテンドンの極限拘束力である。

③アンカー体が岩盤から引き抜かれることによる破壊は、岩盤とアンカー体の摩擦切れや、岩盤の支圧破壊・せん断破壊により発生する。このうち、岩盤とアンカー体の摩擦切れに抵抗する力がアンカーの極限引抜き力である。

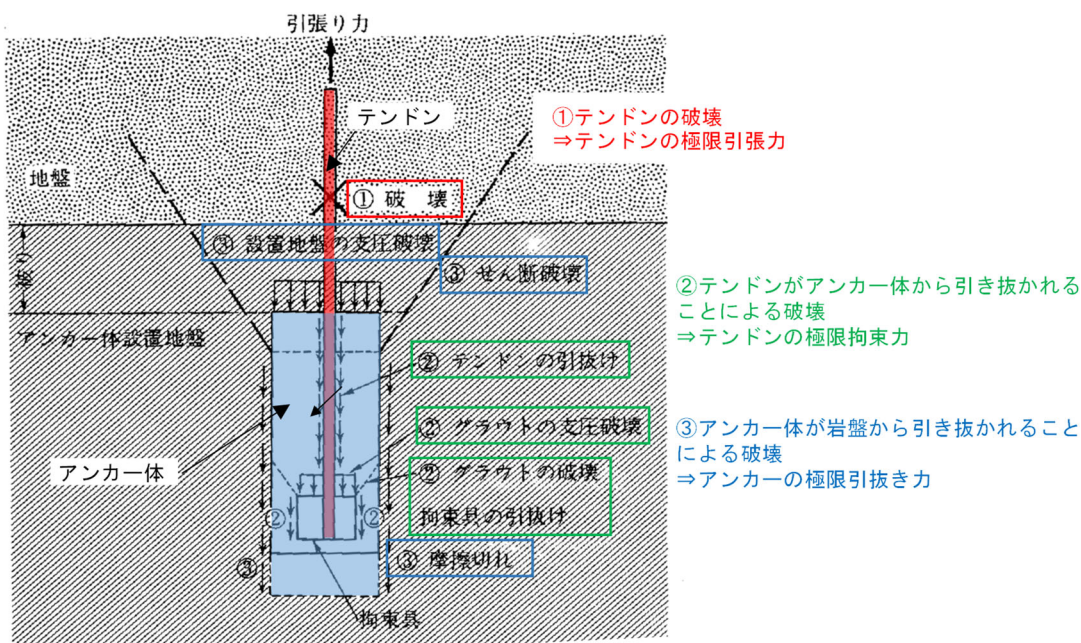


図4-2 アンカーの破壊概念例（設計・施工基準に赤・緑・青線で加筆）

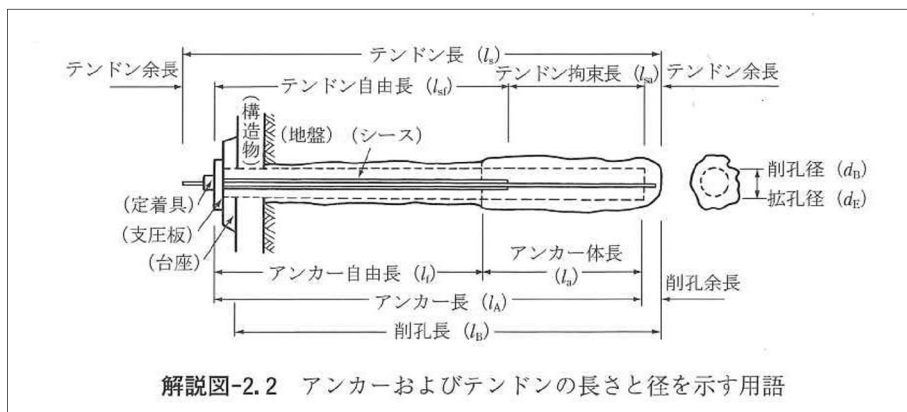


図4-3 グラウンドアンカイメージ図（設計・施工基準から抜粋）

(1) テンドンの許容引張力の設定

図4-4のとおり、テンドンの許容引張力は、地震時の低減率を考慮し、テンドン極限引張力の0.8倍またはテンドン降伏引張力の0.9倍のうち、いずれか小さい値を採用する。

		テンドン極限引張り力 (T_{us})に対して	テンドン降伏引張り力 (T_{ys})に対して
仮設アンカー		0.65	0.80
永久アンカー	(常時)	0.60	0.75
	(地震時)	0.80	0.90

① 仮設アンカー
許容引張り力(T_{as})は、 $0.65 T_{us}$ または $0.80 T_{ys}$ のいずれか小さい方をとる。
ここに、 T_{us} ：テンドン極限引張り力
 T_{ys} ：テンドン降伏引張り力

② 永久アンカー（常時）
許容引張り力(T_{as})は、 $0.60 T_{us}$ または $0.75 T_{ys}$ のいずれか小さい方をとる。

③ 永久アンカー（地震時）
一時的な荷重（地震力）が作用するため低減率を考慮し、許容引張り力(T_{as})は $0.8 T_{us}$ または $0.90 T_{ys}$ のいずれか小さい方をとる。

④ 初期緊張時、試験時
初期緊張時、試験時に与える引張り力は $0.90 T_{ys}$ 以下とする。

図4-4 テンドンの許容引張力の設定方法（設計・施工基準に赤枠で加筆）

上記を踏まえ、テンドンの許容引張力 T_{as} は、表4-1のとおり、 $T_{as}=2160\text{kN}$ に設定した。

表4-1 テンドンの許容引張力 T_{as} の設定

	(A) 引張り力 (kN)	(B) 乗率	(A×B)
テンドン極限引張り力	2800	0.8	2240
テンドン降伏引張り力	2400	0.9	2160
採用値			2160

(2) テンドンの許容拘束力の設定

図4-5の赤枠で示した式に基づき、次式により算定する。グラウトとテンドンの許容付着応力度はグラウトのテストピースの一軸圧縮強度試験結果が 40N/mm^2 以上であることから、図4-5の青枠に基づき 1.0N/mm^2 に設定する。グラウトの一軸圧縮強度試験結果及びテストピース写真を表4-2及び図4-7に示す。

$$T_{ab} = l_a \times U \times \tau_{ba} \times 1.5^*$$

$$= 10000 \text{ (mm)} \times 138.4 \text{ (mm)} \times 1.0 \text{ (N/mm}^2) \times 1.5 = 2076 \text{ (kN)} \quad (\text{⑤}-\text{⑤断面})$$

注記*：地震時の割増係数

解説表-6.3に土木学会コンクリート標準示方書を参考に設定した許容付着応力度を示す。グラウトとテンドンとの許容付着力より、必要なテンドン拘束長は式(6.1)より求めることができる。

$$l_{sa} = \frac{T_d}{U \cdot \tau_{ba}} \quad (6.1)$$

ここに、 T_d ：設計アンカー力
 U ：テンドンの見掛けの周長
 τ_{ba} ：許容付着応力度（解説表-6.3）
 l_{sa} ：テンドン拘束長

分類	引張り材の種類	グラウトの設計基準強度			
		18	24	30	40以上
ランク B	PC 鋼線 PC 鋼棒 PC 鋼より線 多重 PC ϕ	1.0	1.2	1.35	1.5
	異形 PC 鋼棒	1.4	1.6	1.8	2.0
ランク A	PC 鋼線 PC 鋼棒 PC 鋼より線 多重 PC ϕ	—	0.8	0.9	1.0
	異形 PC 鋼棒	—	1.6	1.8	2.0

注) ランク A, B の区分は、解説表-6.1による

図4-5 テンドンの許容拘束力の設定方法（設計・施工基準に赤・青枠で加筆）

逆 T 擁壁に施工されたグラウンドアンカは永久アンカーであるため、設計・施工基準に基づきランク A のアンカーに分類される。(図 4-6 参照)。

構造物の種類	供用期間	2年未満	2年以上
	一般の構造物		ランク B
特殊な条件下にある構造物		ランク A	

解説表-6.1 は、アンカーを、供用期間と構造物の置かれる条件により分類したものである。一般的なアンカーのうち、供用期間が2年を超えるものについてはランク A としている。また、ケーブルクレーンの基礎のように常に繰り返し荷重が作用する場合、あるいは温泉地帯や海岸沿いなどの高腐食条件下で使用されるアンカーについては、供用期間によらずランク A に分類している。ランク A のアンカーに関しては、仕様や安全率などを、その重要度やアンカーの使用方法などを勘案して設定する。

図 4-6 設計・施工基準記載のアンカーの分類

表 4-2 グラウトの一軸圧縮強度試験結果

供試体 No.	材齢(日)	一軸圧縮強度(N/mm ²)	平均強度(N/mm ²)
1	7	42.2	43.8
2		45.2	
3		44.0	

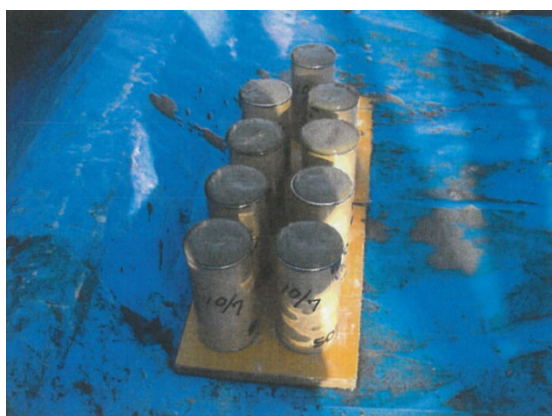


図 4-7 グラウトの一軸圧縮強度試験テストピース

上記を踏まえテンダンの許容拘束力 T_{ab} は表 4-3 のとおり設定した。

表 4-3 テンダンの許容拘束力 T_{ab} の設定

	テンダンの許容引張力 T_{ab} (kN)
①-①断面	1764
⑤-⑤断面	2076

(3) アンカーの許容引抜き力の設定

アンカーの許容引抜き力は図 4-8 の青枠に示す次式により算定する。逆 T 擁壁に施工されたグラウンドアンカは永久アンカーであり、ランク A のアンカーに分類されるため、図 4-8 の赤枠で示すとおり、保守的に極限引抜き力に対する安全率 2.0 を考慮する。また、アンカーの極限周面摩擦抵抗については、「3. 試験施工（基本調査試験）」を踏まえ、保守的に軟岩の摩擦抵抗 1.0N/mm²を採用する。

$$T_{ag} = l_{sa} \times \pi \times d_a \times \tau / f_s$$

$$= 10000 \text{ (mm)} \times \pi \times 135 \text{ (mm)} \times 1.0 \text{ (N/mm}^2) / 2.0 = 2120 \text{ (kN)} \text{ (⑤-⑤断面)}$$

解説表-6.5 極限引抜き力 (T_u) に対する安全率 f_s

アンカーの分類		安全率 f_s
ランク B		1.5
ランク A	(常時)	2.5
	(地震時)	1.5-2.0

注) ランク A, B の区分は、解説表-6.1 による

地盤とアンカー体周面の摩擦抵抗に期待するアンカーのアンカー体長 (l_a) は式 (6.2) により算出する。

$$l_a = \frac{T_d}{\pi \cdot d_a \cdot \tau \cdot f_s} \quad (6.2)$$

ここに、 T_d : 設計アンカー力
 d_a : アンカー体径
 τ : 周面摩擦抵抗
 f_s : 安全率 (解説表-6.5)

解説表-6.6 アンカーの極限周面摩擦抵抗²⁾

地盤の種類			摩擦抵抗 (MN/m ²)
岩盤		硬岩	1.50~2.50
		軟岩	1.00~1.50 ※1
		風化岩	0.80~1.00
		土丹	0.60~1.20
砂礫	N 値	10	0.10~0.20
		20	0.17~0.25
		30	0.25~0.35
		40	0.35~0.45
		50	0.45~0.70
砂	N 値	10	0.10~0.14
		20	0.18~0.22
		30	0.23~0.27
		40	0.29~0.35
		50	0.30~0.40
粘性土		1.0c (c は粘着力)	

注1) 加圧注入アンカーに対するデータを統計的に整理したものである。
 注2) 本解説表については、本解説を十分に理解のうえ、取扱いに注意する必要がある。
 注3) 砕岩・第三紀泥岩・凝灰岩等の場合は、岩質区分から示される最小値よりも更に小さい摩擦抵抗しか得られない場合がある (付録 6-5 参照)。

図 4-8 アンカーの許容引張力の設定方法 (設計・施工基準に赤・青・緑枠で加筆)

上記のとおりアンカーの許容拘束力 T_{ag} は表 4-4 のとおり、設定した。

表 4-4 アンカーの許容引抜き力 T_{ag} の設定

	アンカーの許容引抜き力 T_{ag} (kN)
①-①断面	1802
⑤-⑤断面	2120

なお、アンカーが密に設置されている場合、図 4-9 に示す設計・施工基準記載のグループ効果により、アンカーの極限引抜き力が減少する場合があるが、逆 T 擁壁に設置されているグラウドアンカは設計・施工基準に準拠し、設置間隔 1.5m 以上で設置されており、グループ効果により極限引抜き力が減少するおそれはない。

(3) アンカー体設置間隔

アンカー体設置間隔は、設計アンカー力、アンカー体径、アンカー体長などアンカー諸元を考慮して決定する。この場合、グループ効果によりアンカーの極限引抜き力が減少する可能性があることに注意しなければならない。

グループ効果の影響はアンカー体設置間隔、アンカー体長、アンカー体径、地盤との関係により求まる。一般的には 1.5m 以上確保すればグループ効果は考慮しなくてよいと考えられている。もし、間隔をこれより狭くして設置する場合には、アンカー傾角をずらした千鳥配置とすることによりアンカー体相互の離隔を確保する方法もある。アンカー体設置間隔を設定するための影響円錐の考え方の例、浮力に対する考え方、グループ効果を考慮した設計の考え方の例を付録 6-2 に示す。

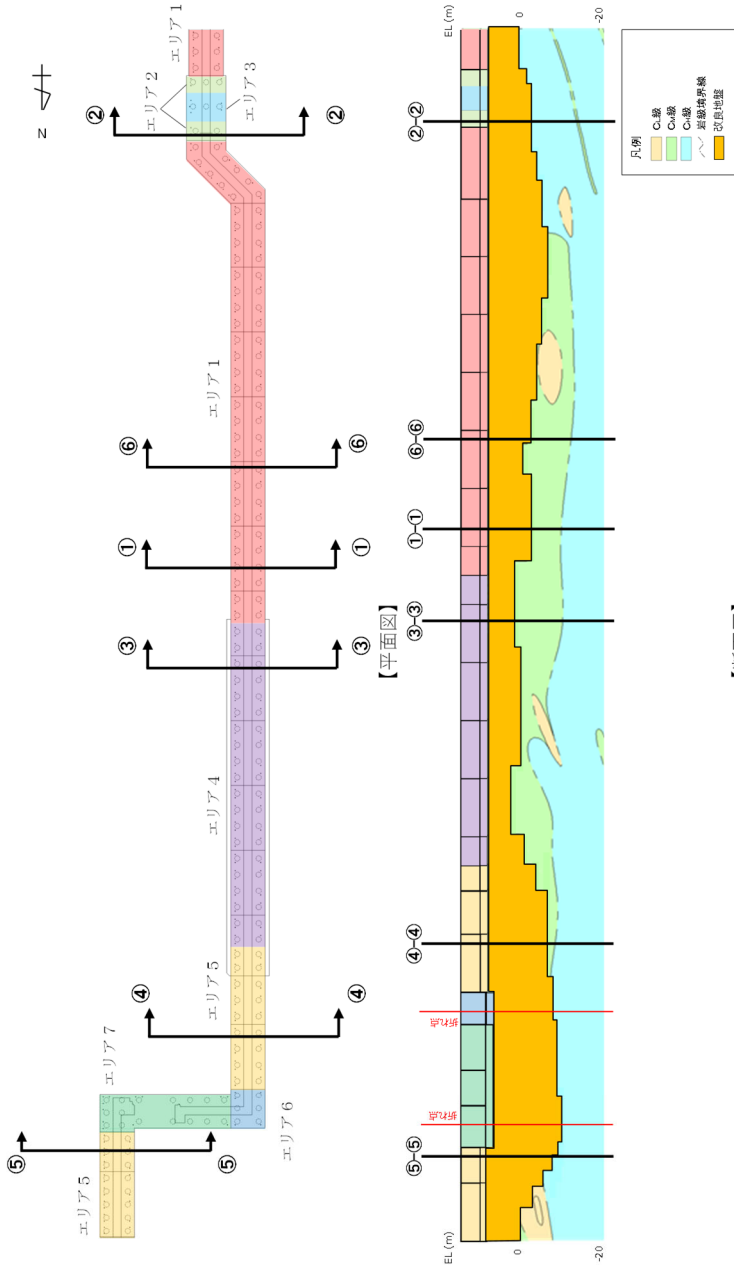
図 4-9 設計・施工基準のアンカーのグループ効果に係わる記載

(4) 許容アンカー力及び設計アンカー力の設定

表 4-5 のとおり、テンドンの許容引張力、テンドンの許容拘束力、アンカーの許容引抜き力を比較し、最も小さい値を許容アンカー力とする。設計アンカー力は許容アンカー力を超えない値に保守的に設定した。また、⑤-⑤断面以外の箇所に設置されているグラウドアンカの許容アンカー力は図 4-10 に示すとおりである。

表 4-5 許容アンカー力及び設計アンカー力の設定

	①-①断面	⑤-⑤断面
テンドンの許容引張力 (kN)	2160	
テンドンの許容拘束力 (kN)	1764	2076
アンカーの許容引抜き力 (kN)	1802	2120
許容アンカー力 (kN)	1764	2076
設計アンカー力 (kN)	1440	1650



【断面図】

エリア	アンカー種別	削孔径 (mm)	PC鋼φ (mm)	PC鋼本数 (本)	テンドン自由長* (mm)	アンカー体長 (テンドン拘束長) (mm)	テンドンの極限引張り力 (kN)	テンドンの降伏引張り力 (kN)	テンドンの見かけの周長 (mm)	設計アンカー力 (kN)	許容アンカー力 (kN)	海側のグラウンドアンカー設置間隔 (mm)	設計アンカー力/許容アンカー力
エリア1	VSI永久アンカー (E6-12)	135	15.2	11	8000~18000	8500	2800	2400	138.4	1440	1764	2000	0.82
エリア2					11000~13500	10000				1700	2076	1650	0.82
エリア3					12500~13000	9000				1500	1868	1535	0.80
エリア4					7000~11500	8500				1360	1764	2000	0.77
エリア5					10000~20500	7000				1170	1453	1625(北側) 2000(南側)	0.81
エリア6					17000~18500	9500				1550	1972	1650	0.79
エリア7					17500~20000	10000				1650	2076	1650	0.79

注記*：テンドン自由長部はアンカー体が岩盤に確実に定着するよう岩盤上面深さに合わせて長さを調整している。

図 4-10 逆 T 擁壁に設置されたグラウンドアンカーの諸元

5. 品質保証試験

実際に供用するグラウンドアンカを用い、設計・施工基準（図5-1参照）に示す、多サイクル試験及び1サイクル試験を実施し、施工されているグラウンドアンカが設計アンカー力に対し十分な裕度を有していることを確認する。

<p>8.3 品質保証試験</p> <p>(1) 試験アンカー</p> <p>多サイクル確認試験に用いるアンカーは、実際に用いるアンカーの一部から選定し、アンカー体を設置した地盤、アンカーの諸元、打設方法などを考慮し、施工数量の5%かつ3本以上とする。</p> <p>1サイクル確認試験に用いるアンカーは、多サイクル確認試験に用いたアンカーを除くすべてとする。</p> <p>(2) <u>多サイクル確認試験</u></p> <p>1) 載荷方法と計測項目</p> <p>① 計画最大荷重はテンドンの強度特性などを考慮して定める。ただし次に示す荷重を超えないものとする。</p> <p>i) 永久アンカー：設計アンカー力（常時）の1.5倍、または設計アンカー力（地震時）の1.0倍のうち大なる荷重</p> <p>ii) 仮設アンカー：設計アンカー力の1.2倍</p> <p>② 初期荷重は計画最大荷重の約0.1倍とし、引抜き試験に準じた方法で載荷と除荷を繰り返す。</p> <p>③ 計測項目は引抜き試験に準じる。</p> <p>2) 試験結果の整理と判定</p> <p>試験結果は引抜き試験に準じて整理し、設計アンカー力に対して十分に安全であることを確認する。</p> <p>(3) <u>1サイクル確認試験</u></p> <p>1) 載荷方法と計測項目</p> <p>① 計画最大荷重はテンドンの強度特性などを考慮したうえ、以下のとおりとする。</p> <p>i) 永久アンカー：設計アンカー力（常時）の1.2倍以上、かつ設計アンカー力（地震時）の1.0倍以上</p> <p>ii) 仮設アンカー：設計アンカー力の1.1倍以上</p> <p>② 載荷は次のように行うものとする。</p> <p>初期荷重は計画最大荷重の約0.1倍とし、計画最大荷重まで載荷した後、初期荷重まで除荷する1サイクル方式とする。</p> <p>③ 計測項目は、荷重、変位置、時間などとする。</p> <p>2) 試験結果の整理と判定</p> <p>アンカーの荷重-変位置の関係を多サイクル確認試験の結果と比較して、アンカーが設計アンカー力に対して十分に安全であることを確認する。</p> <p>(4) その他の確認試験</p> <p>所定の緊張力が導入されているかを確認する、緊張定着直後の定着時緊張力確認試験、また、定着後ある時間経過後に行う残存引張り力確認試験などがある。</p>

図5-1 設計・施工基準記載の品質保証試験（赤線で追記）

(1) 多サイクル試験

a. 試験機器及び試験位置

試験装置は加力装置，反力装置，計測装置は引抜き試験と同様のものを使用する。試験アンカーは実際に供用するアンカーを用いる。

設計・施工基準では，多サイクル試験における試験アンカー数は施工本数の5%かつ3本以上と定められており，今回逆T擁壁全体でのグラウンドアンカーの本数が237本であることから，その5%の12本で実施する。

図5-2に多サイクル試験を実施するグラウンドアンカーの位置を示す。このうち，図5-2に示す①のグラウンドアンカーにおける試験諸元及び結果を示す。

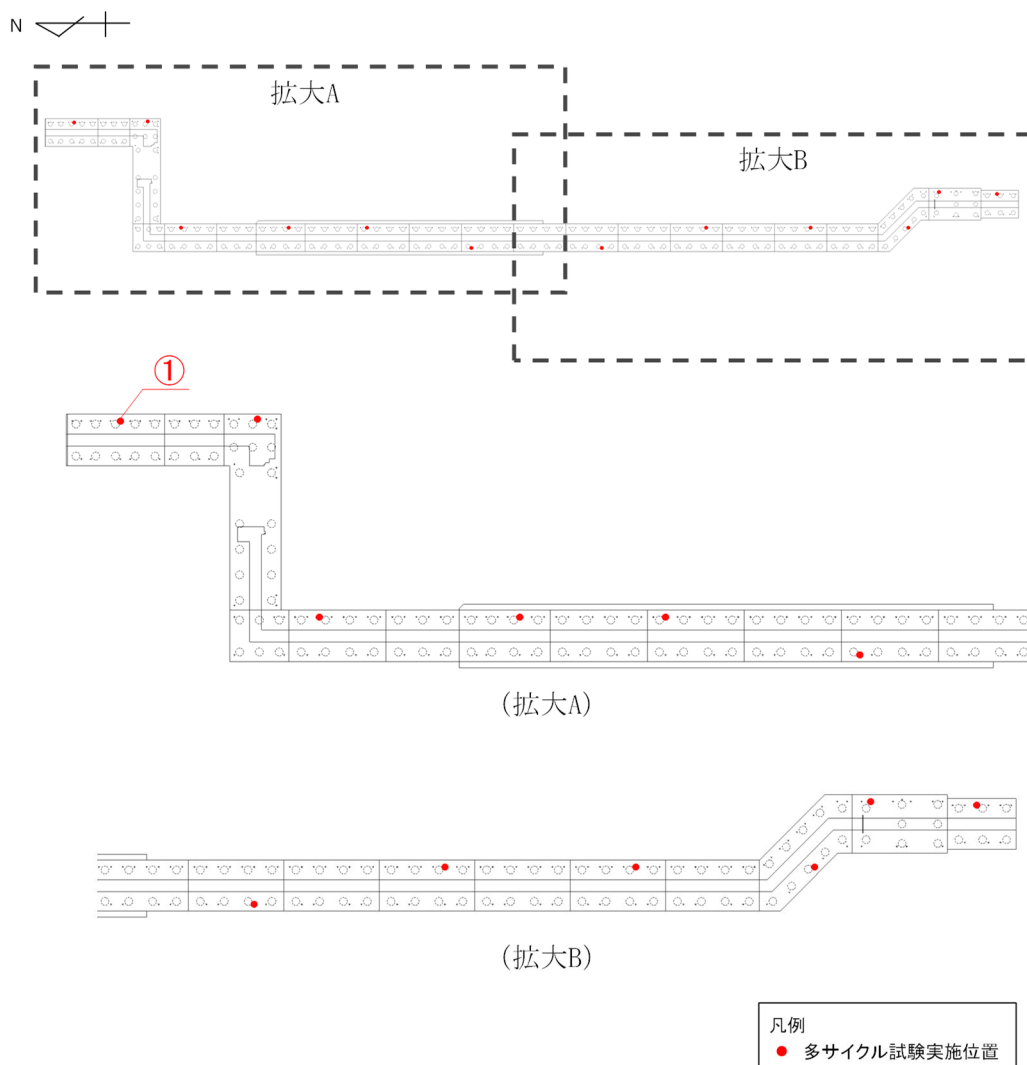


図5-2 多サイクル試験を実施したグラウンドアンカー位置

b. 荷重方法と計測項目

荷重方法は基本調査試験の引抜き試験と同様に5回の荷重と除荷を繰り返し、連続して荷重と変位を測定する。

多サイクル試験の計画最大荷重は、設計・施工基準に基づき、図5-2に示す各グラウンドアンカの設計アンカー力 T_p の1.5倍とした。荷重サイクルを図5-3に示す。

計画最大荷重
(設計アンカー力の1.5倍)

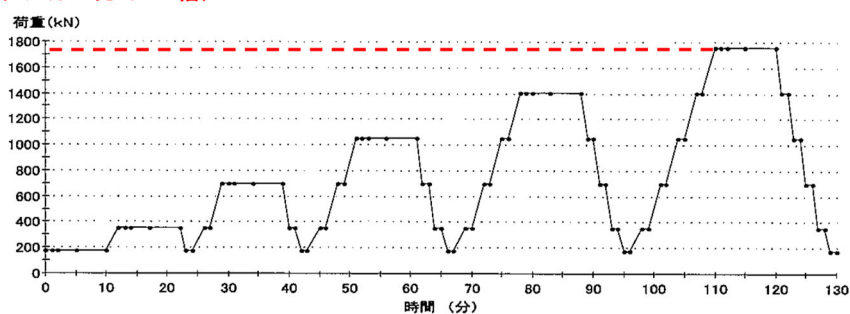


図5-3 多サイクル試験における荷重サイクル
(図5-2の①のグラウンドアンカ：図4-10のエリア5，
設計アンカー力1170kN，計画最大荷重1175kN)

c. 判定基準

設計・施工基準（図5-4参照）に基づき、以下の3つの判定基準により、施工されているグラウンドアンカが適切に施工されていることを確認する。

② 判定

設計および施工が適性であるか否かの判定は、以下の項目に対し次の判定基準により行う。

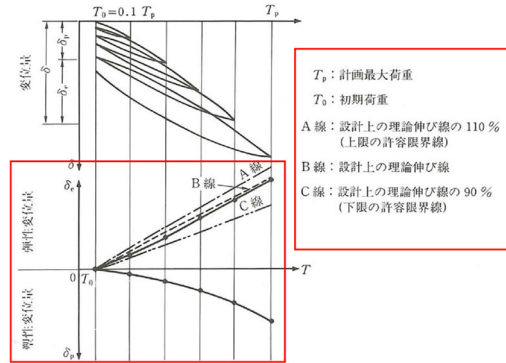
i) 設計アンカー力に対して安全かどうか。

計画最大荷重は設計アンカー力より大きく設定されており、これに耐えられれば設計および施工が適性であると判定する。

ii) 荷重-変位量関係が適性かどうか。

解説図-8.9の荷重-弾-塑性変位量曲線において、図中に示す許容範囲に入ってれば設計および施工が適性と判定する。許容範囲は設計上の理論伸び量に対し、±10%とする。

この範囲から外れた場合には、そのアンカーを供用しないものとする。この範囲から逸脱した場合の対処としてBS¹⁾では、さらに計画最大荷重まで2サイクルの載荷試験を行い、その荷重-変位量曲線、荷重-弾性変位量曲線、荷重-試験荷重



解説図-8.9 荷重-変位量曲線、荷重-弾性変位量曲線、荷重-塑性変位量曲線

塑性変位量曲線によって、当該アンカーが「弾性的な性質を有している」と責任技術者が判断した場合、あるいは、計画最大荷重を載荷したのち15min間で荷重の低下が5%以内（もし5%以上のときには2サイクル繰り返していても5%以下）である場合には、これを供用して差し支えないとしている。イギリスと日本では地盤種類が異なるが、対処の際の参考になると思われる。

iii) クリープ係数(Δc)が適性かどうか。

クリープ係数(Δc)が大きいと、6.7に記述されているように、プレストレスを与えた後の残存引張り力が小さくなり、構造物の安定が保てない恐れがある。短い荷重保持時間の試験結果でこの値を評価することは多少大胆ではあるが、短い時間内でもクリープ挙動は現れると考えた。

クリープ係数(Δc)の判定の目安を以下に示す。荷重の初期段階において頭部変位量が安定しない場合は、安定してからのデータで評価するとよい。

1~10 min: $\Delta c < 1$ mm

これを満足できれば、設計および施工が適性と判定する。

$\Delta c < 1$ mmを満足できない場合には、クリープ係数(Δc)が1mm未満になるまで試験を継続する。試験時間が長時間になると予想される場合には、試験を継続するかどうか、試験アンカーの品質をどう判定するかは責任技術者の判断によるものとする。また、判定基準を満足できない場合の計画、設計の見直しも責任技術者の判断による。

図5-4 設計・施工基準記載の多サイクル試験における判定基準（赤線で追記）

①設計アンカー力に対して安全かどうか

設計アンカー力の 1.5 倍に設定された計画最大荷重を載荷しても、引抜きが発生していないことを確認する。

②荷重－変位量関係が適正かどうか

載荷荷重に対する弾性変位が、設計上の理論伸び量 δ_{et} の $\pm 10\%$ の範囲に収まっていることを確認する。載荷荷重に対する設計上の理論伸び量を設計・施工基準（図 5-5 参照）に基づき下式により算定する。

テンドン自由長 (l_{sf}) は、荷重-弾性変位量曲線の直線部分の勾配 ($\Delta\delta_e/\Delta T$)、
テンドンの断面積 (A_s)、テンドンの弾性係数 (E_s) から求める。

$$l_{sf} = KE_s A_s = \frac{\Delta\delta_e E_s A_s}{\Delta T} \quad (8.1)$$

ここに、 l_{sf} : テンドン自由長

K : 荷重-弾性変位量曲線の直線部分の勾配 (kN/mm)

E_s : テンドンの弾性係数 (kN/mm²)

A_s : テンドンの断面積 (mm²)

$\Delta\delta_e$: 荷重-弾性変位量曲線の直線部分における変位量 (mm)

ΔT : 荷重-弾性変位量曲線の直線部分における荷重 (kN)

図 5-5 設計・施工基準記載のテンドンの理論伸び量の算定方法

$$\begin{aligned} \text{理論値} : \delta_{et} &= ((T_p - T_0) \times L_{sf}) / (E_s \times A_s) \\ &= ((1755.0 - 175.5) \times 11220) / (191.0 \times 1525.7) \\ &= 60.81 \text{mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{上限値} : \delta_{et}' &= \delta_{et} \times 1.10 \\ &= 60.81 \times 1.10 \\ &= 66.89 \text{mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{上限値} : \delta_{et}'' &= \delta_{et} \times 0.90 \\ &= 60.81 \times 0.90 \\ &= 54.73 \text{mm} \end{aligned}$$

T_p : 計画最大荷重 1755.0kN

T_0 : 初期荷重 175.5kN (設計・施工基準に基づき計画最大荷重の 0.1 倍に設定 : 図 5-6 参照)

L_{sf} : 緊張時自由長 11220mm

E_s : テンドン弾性係数 191.0kN/mm²

A_s : 鋼材断面積 1525.7mm²

解説表-8.6 載荷方法 (多サイクル確認試験)	
荷重段階数	5段階以上
サイクル数	5サイクル以上
初期荷重	計画最大荷重の約0.1倍
載荷速度 (目安)	増荷重時： $\frac{\text{計画最大荷重}}{10 \sim 20}$ kN/min の一定速度 減荷重時：増荷重時の2倍程度
荷重保持時間 (目安)	新規荷重段階 10min 以上の一定時間 履歴内の荷重段階 粘性土 : 2 min 以上の一定時間 岩盤・砂質土 : 1 min 以上の一定時間

注) 変位が安定しない場合には、荷重保持時間を安定するまで延長する。安定の目安はクリープ係数 Δc が1mm未満(1~10min)とする。

図 5-6 設計施工基準における初期荷重の記載

③クリープ係数 Δc が適正かどうか

計画最大荷重継続時において、クリープ係数 Δc は1mm以下であることを確認する。クリープ係数 Δc の算定方法は設計・施工基準に基づき(図 5-7 参照)算定する。

$$\Delta c = \frac{\delta_{t_2} - \delta_{t_1}}{\log(t_2/t_1)} \quad (8.7)$$

ここで、 $\delta_{t_2}, \delta_{t_1}$: t_2, t_1 における頭部変位量(mm)
 t_2, t_1 : 設計アンカー力時の荷重保持時間(min)
 t_2/t_1 は 10 になるように設定する

図 5-7 設計・施工基準におけるクリープ係数 Δc の算定方法

d. 多サイクル試験結果

試験を実施したグラウンドアンカのうち、図 5-2 に示す①のグラウンドアンカの試験結果を示す。

図 5-8 に荷重-変位曲線を、図 5-9 に荷重-弾・塑性変位量曲線、図 5-10 に時間-変位曲線を示す。

以下のとおり、試験結果は判定基準を満足しており、設計及び施工が適正であると判定した。

①設計アンカー力に対して安全かどうか

図 5-8 のとおり、設計アンカー力の 1.5 倍に設定された計画最大荷重を載荷しても、引抜きが発生していないことを確認した。

②荷重-変位量関係が適正かどうか

図 5-9 のとおり、載荷荷重に対する弾性変位が設計上の理論伸び量の±10%の範囲に収まっていることを確認した。

③クリープ係数 Δc が適正かどうか

図 5-10 のとおり、計画最大荷重継続時において、頭部変位は変動しておらず、図 5-7 に基づき下式によりクリープ係数 Δc を算定すると、 Δc は 0mm であり、1mm 以下であることを確認した。

$$\begin{aligned}\Delta c &= (\delta t_2 - \delta t_1) / (\log(t_2/t_1)) \\ &= (61 - 61) / (\log(10/1)) \\ &= 0 (\text{mm})\end{aligned}$$

なお、ここで結果を示した以外の 11 本のグラウンドアンカについても同様に試験結果が設計を満足していることを確認している。

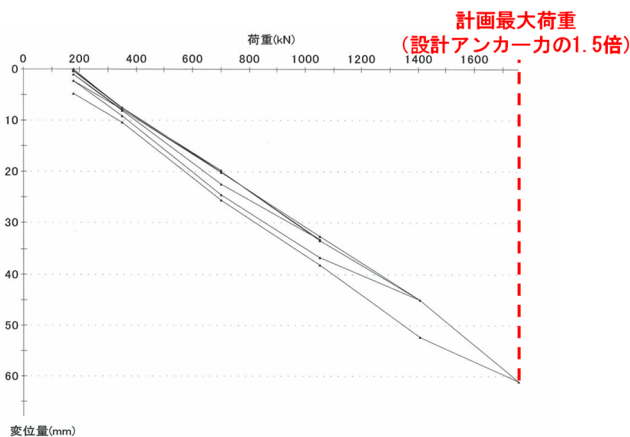


図 5-8 荷重-変位曲線

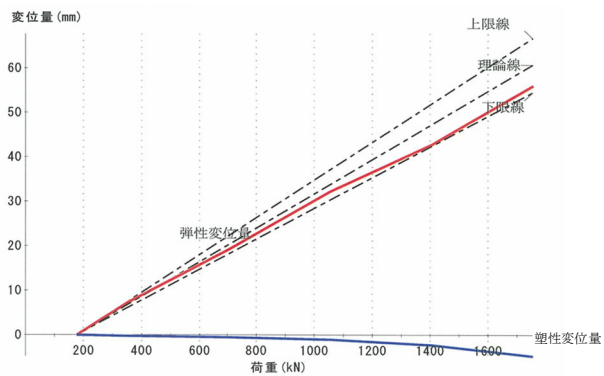


図 5-9 荷重-弾塑性変位量曲線

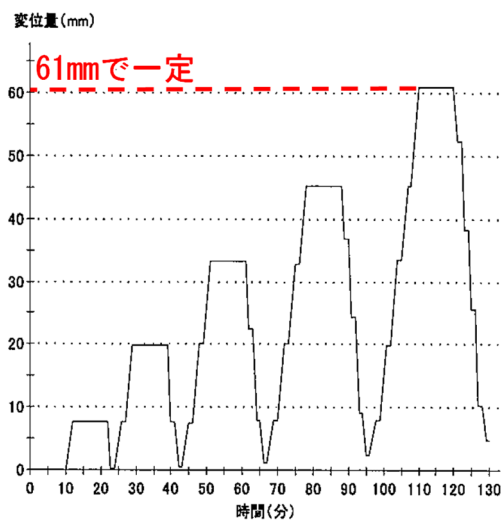


図 5-10 時間-変位量曲線

(2) 1 サイクル試験

a. 試験機器及び試験位置

試験装置は加力装置, 反力装置, 計測装置は多サイクル試験と同様のものを使用する。試験アンカーは実際に供用するアンカーを用いる。1 サイクル試験は多サイクル試験を実施したグラウンドアンカー以外の全てのグラウンドアンカーにおいて実施する。図 5-11 に 1 サイクル試験を実施するグラウンドアンカーの位置を示す。このうち, 図 5-11 に示す②のグラウンドアンカーにおける試験諸元及び結果を示す。

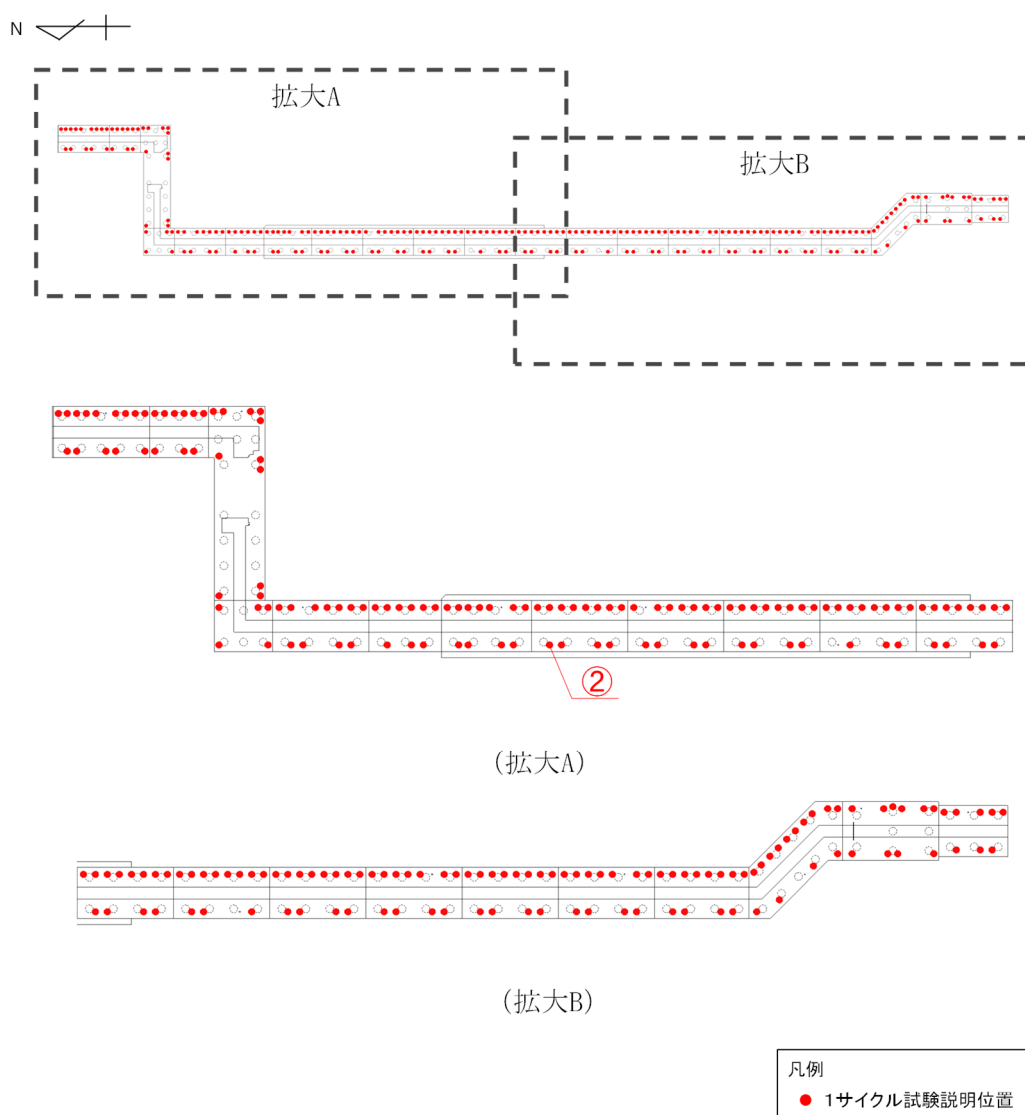


図 5-11 1 サイクル試験結果説明位置

b. 荷重方法と計測項目

1 サイクル試験の計画最大荷重は設計・施工基準に基づき、図 5-11 に示す各グラウンドアンカの設計アンカー力の 1.2 倍とした。

1 サイクル試験の荷重方法は、図 5-12 に示すように 1 サイクルの荷重 と除荷を行い、その後、初期緊張力で定着する。計測項目は、多サイクル試験と同様とする。

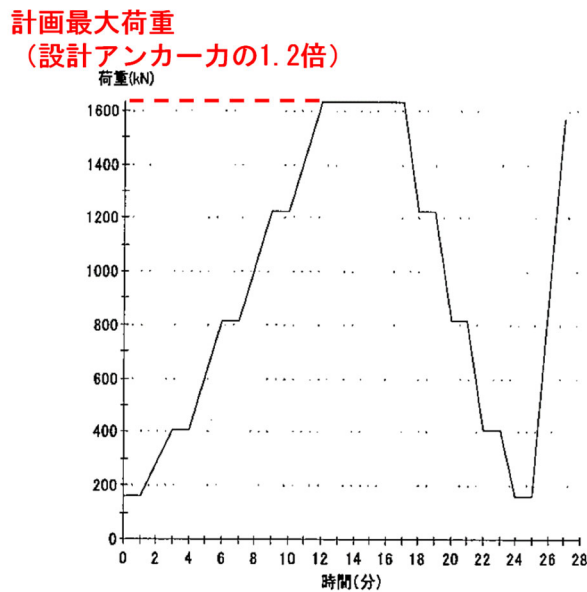


図 5-12 確認試験における荷重サイクル

(図 5-11 の②のグラウンドアンカ：図 4-10 のエリア 4，
設計アンカー力 1360kN，計画最大荷重 1632kN)

c. 判定基準

設計・施工基準 (図 5-13 参照) に基づき、以下に示す 2 つの判定基準により施工されているグラウンドアンカが適切に施工されていることを確認する。

② 判定

計画最大荷重は設計アンカー力より大きく設定されており、これに耐えられれば適性と判定する。加えて、多サイクル確認試験の結果と対比して、荷重-変位置関係 (計画最大荷重時の変位置、初期荷重まで除荷したときの塑性変位置) に大きな差異のないことをもって適性と判定する。許容範囲は設計上の理論伸び量に対し、±10 %とする。

図 5-13 設計施工基準に記載の 1 サイクル試験における判定基準

①設計アンカー力に対して安全かどうか

設計アンカー力の 1.2 倍に設定された計画最大荷重を載荷しても、引抜きが発生していないことを確認する。

②荷重－変位量関係が適正かどうか

載荷荷重に対する弾性変位が設計上の理論伸び量の±10%の範囲に収まっていることを確認する。設計・施工基準に基づき（図 5-14 参照），設計上の理論伸び量を下式により算定する。

テンドン自由長 (l_{sf}) は、荷重-弾性変位量曲線の直線部分の勾配 ($\Delta \delta_e / \Delta T$)，
テンドンの断面積 (A_s)，テンドンの弾性係数 (E_s) から求める。

$$l_{sf} = KE_s A_s = \frac{\Delta \delta_e E_s A_s}{\Delta T} \quad (8.1)$$

ここに、 l_{sf} ：テンドン自由長

K ：荷重-弾性変位量曲線の直線部分の勾配 (kN/mm)

E_s ：テンドンの弾性係数 (kN/mm²)

A_s ：テンドンの断面積 (mm²)

$\Delta \delta_e$ ：荷重-弾性変位量曲線の直線部分における変位量 (mm)

ΔT ：荷重-弾性変位量曲線の直線部分における荷重 (kN)

図 5-14 設計・施工基準記載のテンドンの理論伸び量の算定方法

$$\begin{aligned} \text{理論値：} \delta_{et} &= ((T_p - T_0) \times L_{sf}) / (E_s \times A_s) \\ &= ((1632.0 - 163.2) \times 9720) / (191.0 \times 1525.7) \\ &= 48.99 \text{mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{上限値：} \delta_{et}' &= \delta_{et} \times 1.10 \\ &= 48.99 \times 1.10 \\ &= 53.89 \text{mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{下限値：} \delta_{et}'' &= \delta_{et} \times 0.90 \\ &= 48.99 \times 0.90 \\ &= 44.09 \text{mm} \end{aligned}$$

T_p ：設計アンカー力 1632kN

T_0 ：初期荷重 163.2kN（設計・施工基準に基づき計画最大荷重の 10 分の 1 に設定：図 5-15 参照）

L_{sf} ：緊張時自由長 9720mm

E_s ：テンドン弾性係数 191.0kN/mm²

A_s ：鋼材断面積 1525.7 mm²

解説表-8.8 載荷方法（1サイクル確認試験）

荷重段階数	4段階以上	
サイクル数	1サイクル	
初期荷重	計画最大荷重の約0.1倍	
載荷速度 (目安)	増荷重時： $\frac{\text{計画最大荷重}}{10\sim 20}$ kN/min の一定速度	
	減荷重時：増荷重時の2倍程度	
荷重保持時間 (目安)	新規荷重段階	1 min 以上の一定時間
	計画最大荷重時	5 min 以上の一定時間

注) 変位が安定しない場合には、荷重保持時間を安定するまで延長する。
 安定の目安は、最後の3 min 間の変位量が1 mm 以下とする。

図 5-15 設計施工基準における初期荷重の記載

d. 1 サイクル試験結果

1 サイクル試験を実施したグラウンドアンカのうち、図 5-11 に示す②のグラウンドアンカにおける試験結果を一例として示す。

図 5-16 に荷重-変位曲線を、図 5-17 に荷重-弾・塑性変位量曲線を示す。

以下のとおり、試験結果は判定基準を満足しており、設計及び施工が適正であると判定した。

設計アンカー力の 1.2 倍に設定された計画最大荷重を載荷しても、引抜きが発生していないことを確認する。

①設計アンカー力に対して安全かどうか

図 5-16 のとおり、設計アンカー力の 1.2 倍に設定された計画最大荷重を載荷しても、引抜きが発生していないことを確認した。

②荷重-変位量関係が適正かどうか

図 5-17 のとおり、載荷荷重に対する弾性変位が設計上の理論伸び量の $\pm 10\%$ の範囲に収まっていることを確認した。

なお、ここで結果を示した以外のグラウンドアンカについても同様に試験結果が設計を満足していることを確認している。

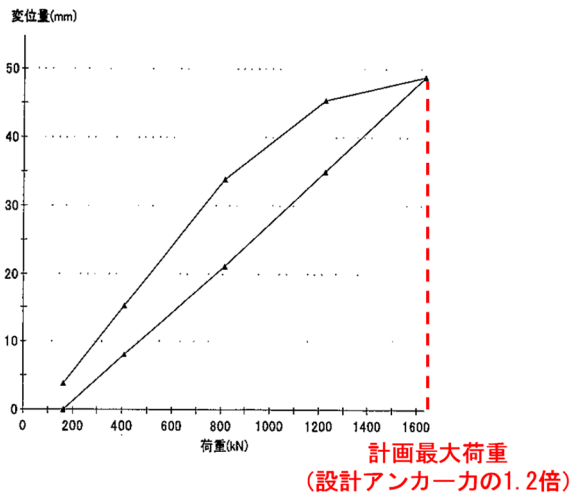


図 5-16 荷重-変位曲線

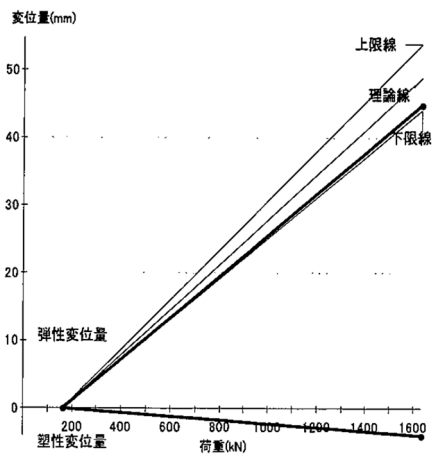
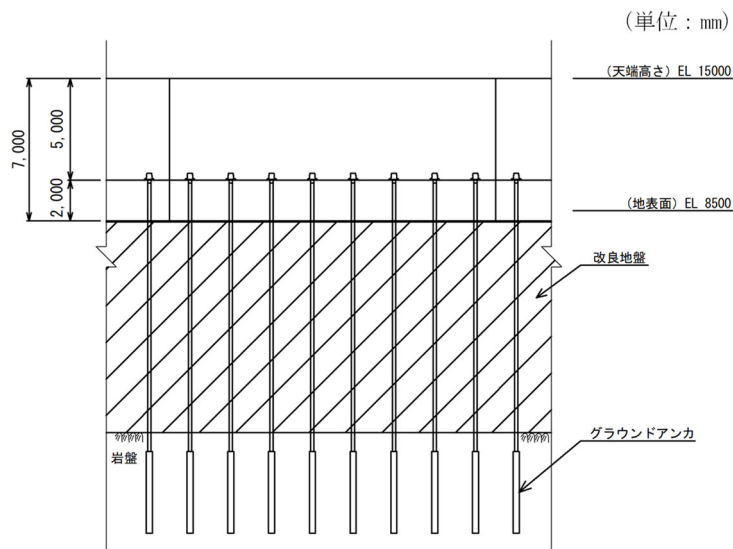


図 5-17 荷重-弾・塑性変位量曲線

6. 解析モデル・解析用物性値の設定

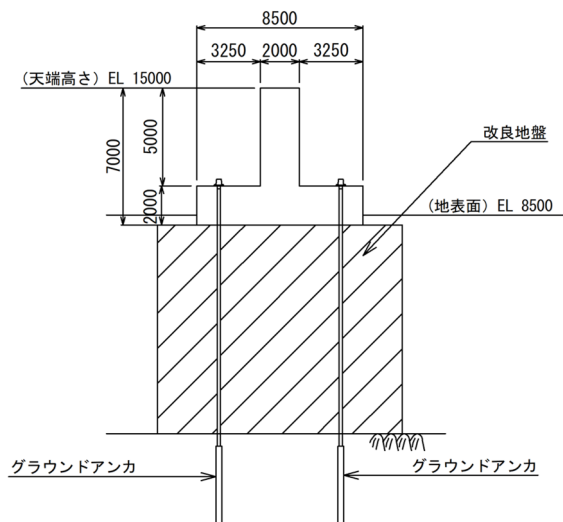
(1) 解析モデルの設定

グラウンドアンカは、図 6-1 の構造概要に示すとおり、その構造から、「頭部」、「自由長部」及び「拘束長部」の 3 つに区分される。グラウンドアンカのモデル化は、各部位の特徴及び役割を踏まえてモデル化を行った。グラウンドアンカのモデル化方法及びその考え方を表 6-1、概念図を図 6-2、解析モデルを図 6-4 に示す。



(正面図)

(単位：mm)



(横断方向)

図 6-1 逆 T 擁壁の構造概要図

表 6-1 グラウンドアンカのモデル化方法及びその考え方

部位	特徴及び役割	モデル化方法	モデル化の考え方
頭部	鋼製のアンカーヘッド、ジョイントプレート及び支圧板で構成され、慣性力等に伴う逆T擁壁からの力を引張力として自由長部に伝達させるための部分。	節点共有	逆T擁壁の底盤（梁要素）の接点とばね要素の端部接点を拘束することで力が伝達できるようモデル化した。
自由長部（=引張部）	PC 鋼線を組み立てたテンドンで構成され、テンドンの伸縮により、頭部からの引張力を拘束長部に伝達する部分。施工時にテンドンに初期緊張力を与えることで、頭部及び拘束長部に常時、引張力が作用する。地震時は、慣性力による逆T擁壁からの力が伝達し、テンドンの縮むとアンカー力は減少し、テンドンの伸びるとアンカー力は増加する。	非線形ばね	左記の自由長部の挙動（特に初期緊張力）を表現できる「非線形ばね要素」でモデル化した。
拘束長部（アンカー一体）	グラウト注入によりテンドンが堅硬な岩盤に定着・一体化されて造成され、自由長部からの引張力を地盤との摩擦抵抗もしくは支圧抵抗によって地盤に伝達する抵抗部分。	MPC（多点拘束）	岩盤と一体挙動するように、「MPC（多点拘束）」によりモデル化し、非線形ばねとの節点とその他の節点の鉛直方向の変位が拘束され、同様の挙動をするように設定した。

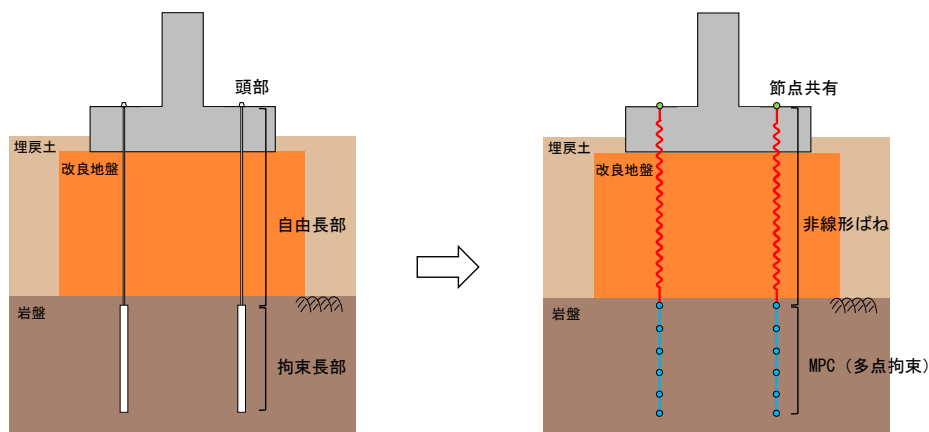


図 6-2 モデル化概念図

また、モデル化したグラウンドアンカの緊張力は以下の図 6-3 のとおり与えている。

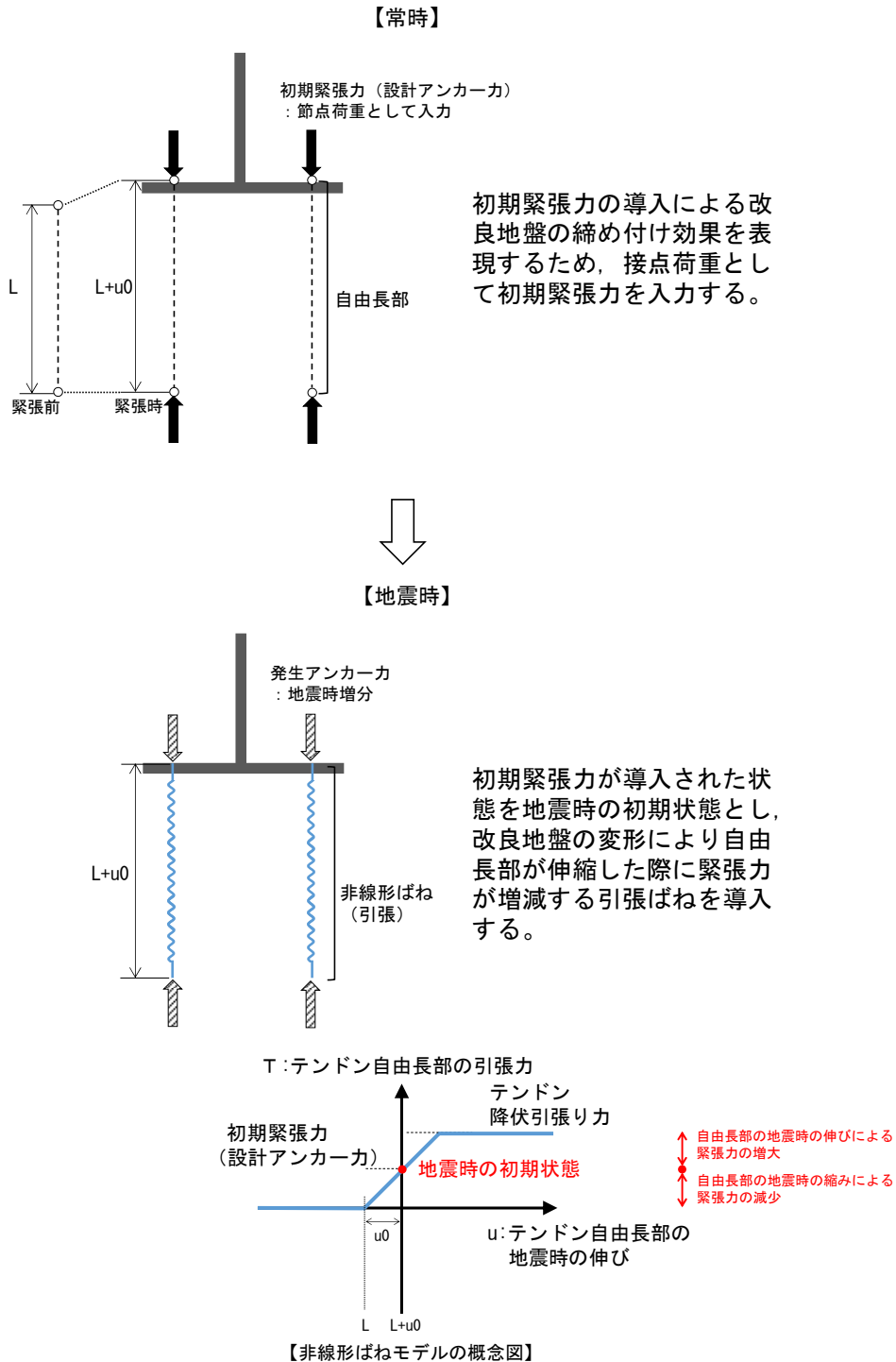
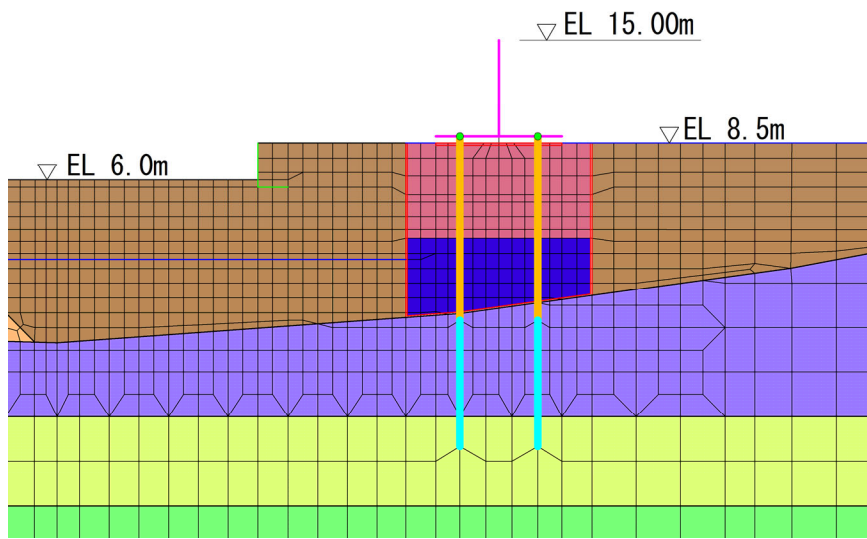
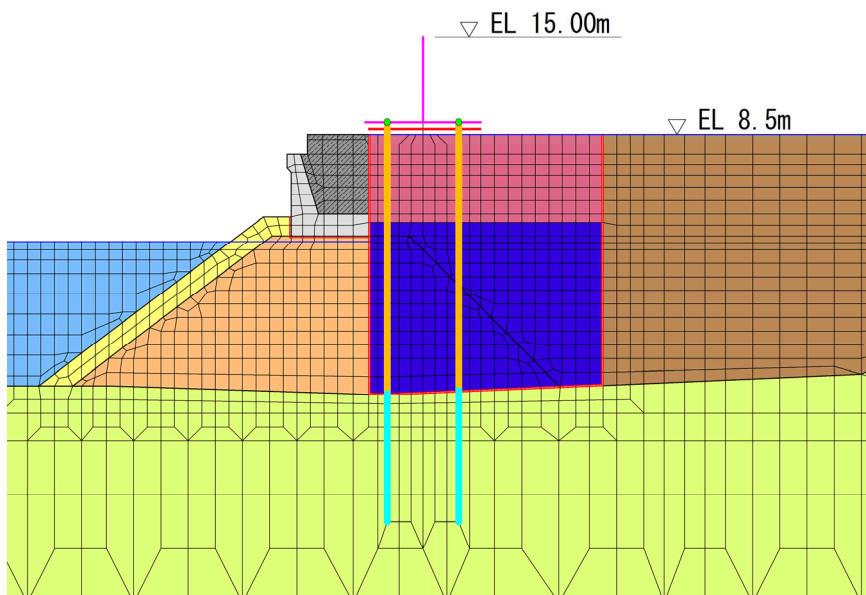


図 6-3 モデル化したグラウンドアンカの緊張力



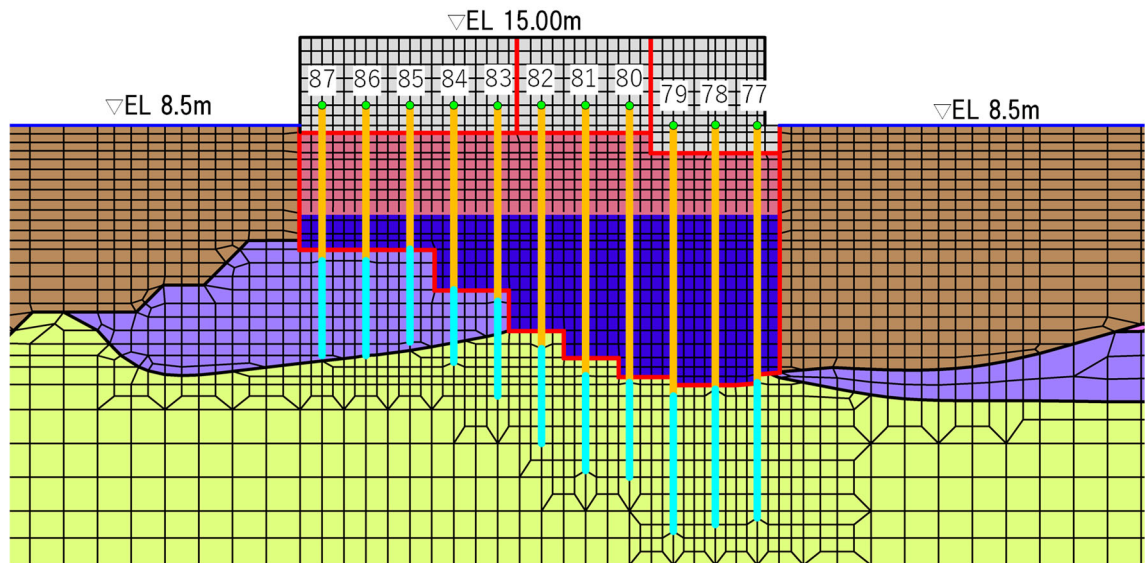
【①-①断面】



【⑤-⑤断面】

- | | | | | |
|----------------|----------------------|------------------|---------------|----------------|
| ■ : 岩盤 (第③速度層) | ■ : 海底堆積物 | ■ : 基礎捨石 | ■ : 防波壁 | ■ : 非線形ばね |
| ■ : 岩盤 (第④速度層) | ■ : 改良地盤①② 浅層 (薬液注入) | ■ : 護岸 | ■ : L型擁壁 | ■ : MPC (多点拘束) |
| ■ : 岩盤 (第⑤速度層) | ■ : 改良地盤③ 深層 (薬液注入) | ■ : 埋戻土 (施設護岸背面) | ■ : ジョイント要素 | |
| ■ : 埋戻土 | ■ : 被覆石 | ■ : 海水 | ■ : 地下水面及び海水面 | |

図 6-4(1) 解析モデル図



【⑦-⑦断面】

- | | | | | |
|----------------|----------------------|------------------|---------------|----------------|
| ■ : 岩盤 (第③速度層) | ■ : 海底堆積物 | ■ : 基礎捨石 | ■ : 防波壁 | ■ : 非線形ばね |
| ■ : 岩盤 (第④速度層) | ■ : 改良地盤①② 浅層 (薬液注入) | ■ : 護岸 | ■ : L型擁壁 | ■ : MPC (多点拘束) |
| ■ : 岩盤 (第⑤速度層) | ■ : 改良地盤③ 深層 (薬液注入) | ■ : 埋戻土 (施設護岸背面) | ■ : ジョイント要素 | |
| ■ : 埋戻土 | ■ : 被覆石 | ■ : 海水 | ■ : 地下水面及び海水面 | |

図 6-4(2) 解析モデル図

(2) 解析用物性値の設定

グラウンドアンカの解析用物性値を表 6-2 に示す。

また、グラウンドアンカ（自由長部）における非線形ばねモデルの概念図を図 6-4 に示す。

グラウンドアンカは、逆 T 擁壁の 1 ブロックにおいて、海側では 8 本、陸側では 4 本設置しており、引張剛性 k の値は①-①断面及び⑤-⑤断面においてはモデル化対象となる海側 2 本、陸側 1 本分、⑦-⑦断面においては海側と陸側の合計 1 本もしくは 3 本分を記載している。

表 6-2 グラウンドアンカの解析用物性値

		引張剛性 k (kN/m)	テンドン降伏引張り力 (kN)	設計アンカー力 (kN)	初期変位量 (mm)
①-①断面	陸側(アンカー1本)	20493	2400(アンカー1本) 4800(アンカー2本)	1440	70
	海側(アンカー2本)	40986		2880	
⑤-⑤断面	陸側(アンカー1本)	14064		1650	117
	海側(アンカー2本)	28128		3300	
⑦-⑦断面	77(アンカー3本)	44331	2400(アンカー1本) 7200(アンカー3本)	4950	112
	78(アンカー1本)	14412		1650	114
	79(アンカー3本)	42192		4950	117
	80(アンカー3本)	41198		3510	85
	81(アンカー3本)	42192		3510	83
	82(アンカー3本)	46700		3510	75
	83(アンカー3本)	57439		3510	61
	84(アンカー3本)	68729		3510	51
	85(アンカー3本)	77916		3510	45
	86(アンカー3本)	71541		3510	49
	87(アンカー3本)	71541	3510	49	

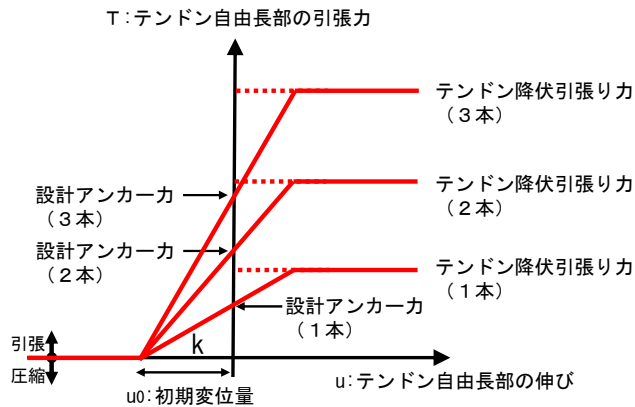


図 6-5 グラウンドアンカの非線形ばねモデルの概念図

引張剛性は設計・施工基準記載の式（図 6-6 参照）に基づき下式により設定する。引張剛性の算定に必要な諸元を表 6-3 に示す。

2) アンカー頭部の変位量
 アンカー頭部は引張り力を受け変位するが、許容変位量は、対象とする構造物により異なる。したがって、設計の際にはあらかじめ許容変位量を設定し、計算による変位量が許容値以内におさまるようにしなければならない。

アンカー頭部の変位量としては、テンドン自由長部の伸び縮みのほかにアンカー体自身の変位（地盤との相対変位）や地表面の膨れ上がりなどが考えられる。アンカー頭部の変位量の大部分は、テンドン自由長部の伸びに起因する。テンドン自由長の引張り材の各々の長さが同じ場合のテンドン自由長の伸びを式 (6.3) に示す。なお、テンドン自由長部の伸びは適性試験により必ず確かめなければならない。

$$u = \frac{T \cdot l_a}{A_a \cdot E_a} \quad (6.3)$$

ここで、 u : テンドン自由長部の伸び
 T : テンドン自由長部の引張り力
 l_a : テンドン自由長
 A_a : 引張り材断面積
 E_a : 引張り材弾性係数

図 6-6 設計・施工基準記載の引張剛性設定方法（赤で加筆）

図 6-6 の $u = (T \times L_{sf}) / (A_s \times E_s)$, また $k = T / u$ より

k : 引張剛性

$$k = T / u = A_s \times E_s / L_{sf} \times n$$

T : テンドン自由長部の引張力 (kN)

u : テンドン自由長部の伸び (mm)

A_s : 鋼材断面積 (mm^2)

E_s : テンダンの弾性係数 (kN/mm^2)

L_{sf} : テンダンの自由長 (m)

n : アンカー本数

$$k = 1525.7 \times 191 / 14.22 \times 1 = 20492.8 \approx 20493 \quad (\text{①}-\text{①断面, 陸側})$$

$$= 1525.7 \times 191 / 14.22 \times 2 = 40985.6 \approx 40986 \quad (\text{①}-\text{①断面, 海側})$$

$$= 1525.7 \times 191 / 20.72 \times 1 = 14064.1 \approx 14064 \quad (\text{⑤}-\text{⑤断面, 陸側})$$

$$= 1525.7 \times 191 / 20.72 \times 2 = 28128.2 \approx 28128 \quad (\text{⑤}-\text{⑤断面, 海側})$$

$$= 1525.7 \times 191 / 19.72 \times 3 = 44332.0 \approx 44332 \quad (\text{⑦}-\text{⑦断面, 77})$$

$$= 1525.7 \times 191 / 20.22 \times 1 = 14411.9 \approx 14412 \quad (\text{⑦}-\text{⑦断面, 78})$$

$$= 1525.7 \times 191 / 20.72 \times 3 = 42192.4 \approx 42192 \quad (\text{⑦}-\text{⑦断面, 79})$$

$$= 1525.7 \times 191 / 21.22 \times 3 = 41198.2 \approx 41198 \quad (\text{⑦}-\text{⑦断面, 80})$$

$$= 1525.7 \times 191 / 20.72 \times 3 = 42192.4 \approx 42192 \quad (\text{⑦}-\text{⑦断面, 81})$$

$$= 1525.7 \times 191 / 18.72 \times 3 = 46700.1 \approx 46700 \quad (\text{⑦}-\text{⑦断面, 82})$$

$$= 1525.7 \times 191 / 15.22 \times 3 = 57439.3 \approx 57439 \quad (\text{⑦}-\text{⑦断面, 83})$$

$$= 1525.7 \times 191 / 12.72 \times 3 = 68728.5 \approx 68729 \quad (\text{⑦}-\text{⑦断面, 84})$$

$$= 1525.7 \times 191 / 11.22 \times 3 = 77916.8 \approx 77916 \quad (\text{⑦}-\text{⑦断面, 85})$$

$$= 1525.7 \times 191 / 12.22 \times 3 = 71540.6 \approx 71541 \quad (\text{⑦}-\text{⑦断面, 86})$$

$$= 1525.7 \times 191 / 12.22 \times 3 = 71540.6 \approx 71541 \quad (\text{⑦}-\text{⑦断面, 87})$$

表 6-3 ①-①断面, ⑤-⑤断面及び⑦-⑦断面における
グラウンドアンカの引張剛性設定諸元

	諸元		
	①-①断面	⑤-⑤断面	⑦-⑦断面
緊張時自由長 L_{sf} (m)	14.22	20.72	11.22~21.22
テンドンの降伏引張り力 T_p (kN)	2400.0		
テンドン弾性係数 E_s (kN/mm ²)	191		
テンドン断面積 A_s (mm ²)	1525.7		
初期変位量 u_0 (mm)	70	117	49
アンカー本数	陸側 1 本, 海側 2 本		

7. グラウンドアンカのモデル化方法の妥当性確認

(1) 基本調査試験の再現解析による確認

グラウンドアンカの解析モデルの妥当性を確認するため、「3. 試験施工（基本調査試験）」で示した，引抜き試験を再現した解析を実施し，解析により得られた荷重-変位関係と引抜き試験結果の荷重-変位関係を比較することで，グラウンドアンカのモデル化方法が妥当であることを確認する。

a. 解析条件

(a) 解析モデルの設定

解析モデルは図7-3に示す引抜き試験実施位置の速度層構造を考慮し、図7-1のとおり解析モデルを作成した。

引抜き試験は、逆T擁壁設置前に実施した試験であるため、逆T擁壁はモデル化しない。図7-2に引抜き試験実施時の状況写真を示す。また、引抜き試験実施位置は、図7-3に示すとおり評価候補断面の⑥-⑥断面近傍に位置し、図7-4の⑥-⑥断面の地質断面図に示すとおり、当該位置の速度層構造は概ね東西水平成層であることから、速度層の分布は水平でモデル化した。

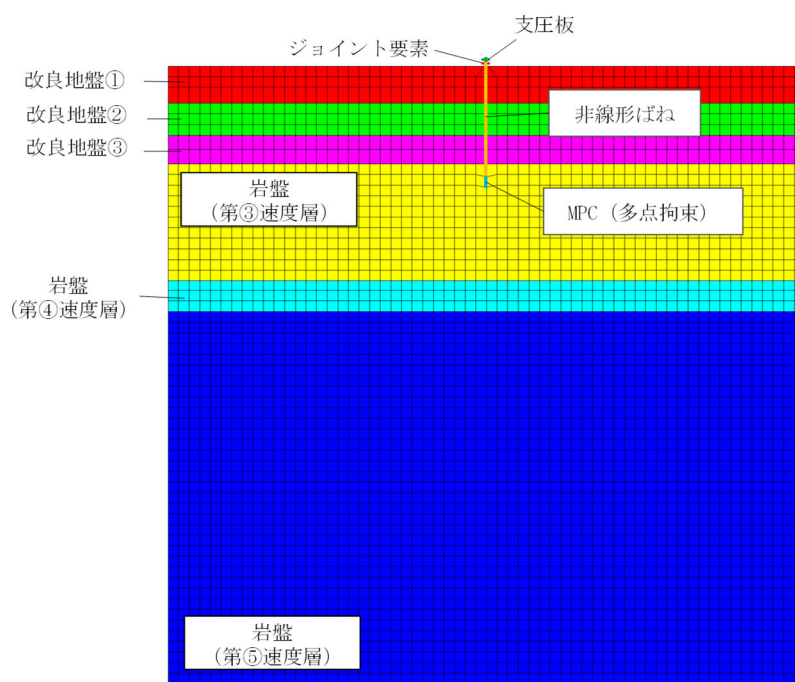
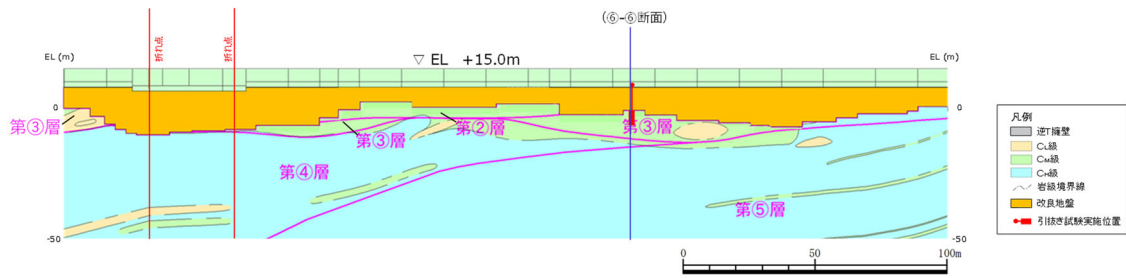


図7-1 解析モデル図



図7-2 引抜き試験実施状況写真 (2011年実施)



注*: 逆T擁壁設置前の試験施工であり, 逆T擁壁設置予定位置にて実施。

図7-3 引抜き試験実施位置

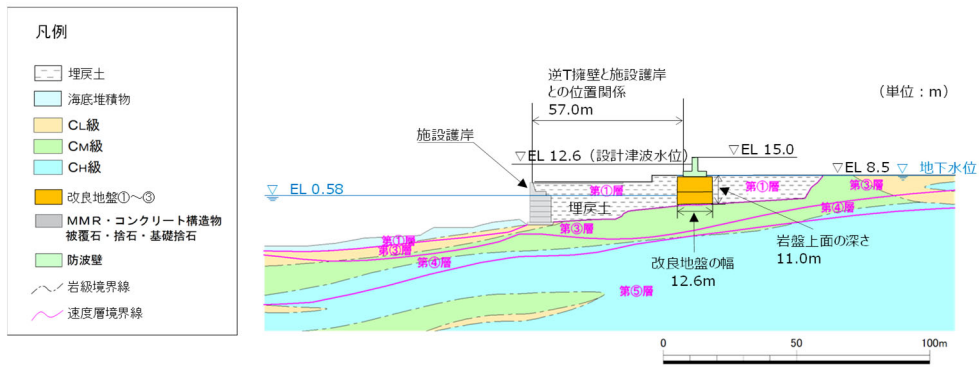


図7-4 防波壁(逆T擁壁)の横断面図(⑥-⑥断面)

(b) 解析用物性値

再現解析に使用する解析用物性値を表 7-1 に示す。再現解析で使用する改良地盤の物性値は、引抜き試験実施当時（2011 年）に実施した PS 検層の結果より設定した。改良地盤の物性値設定に使用した PS 検層実施位置を図 7-5 に示す。

また、グラウンドアンカの諸元及び物性値を表 7-2 及び表 7-3 に示す。

表 7-1 再現解析に使用する改良地盤の解析用物性値

	密度 ρ (g/cm^3)	せん断波速度 V_s (m/s)	静弾性係数 E (N/mm^2)	ポアソン比 ν
改良地盤①	2.11	440	1087000	0.33
改良地盤②	2.11	400	898000	0.33
改良地盤③	2.11	610	2088000	0.33

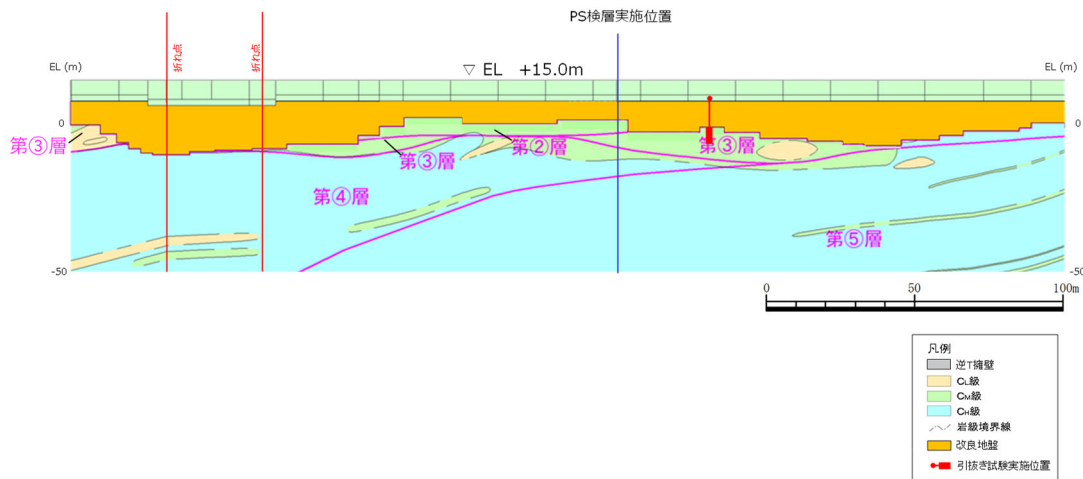


図 7-5 改良地盤の物性値設定に使用した PS 検層実施位置

表 7-2 引抜き試験使用アンカーの諸元

	諸元
アンカー種別	VSL 永久アンカー (E5-3)
削孔径 (mm)	90
PC 鋼φ (mm)	12.7
PC 鋼本数 (本)	3
テンドン弾性係数 (kN/mm ²)	191.0
鋼材断面積 (mm ²)	296.1
テンドン長 (mm)	12000
余長 (mm)	1000
緊張時自由長 (mm)	10410
アンカー体長 (テンドン拘束長) (mm)	1000
テンドンの極限引張り力 (kN)	549
テンドンの降伏引張り力 (kN)	468

表 7-3 再現解析におけるグラウンドアンカの物性値

	引張剛性 k (kN/m)	テンドン降伏引張り力 (kN)
引抜き試験	5433.0	468

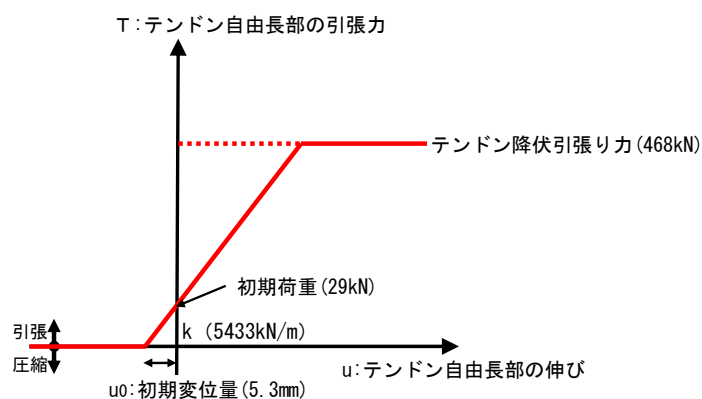


図 7-6 再現解析におけるグラウンドアンカの非線形ばねモデルの概念図

(c) 荷重パターン

荷重パターンは引抜き試験の荷重パターンを再現し，動的に荷重することで引抜き試験を再現する。再現解析における荷重パターンを図7-7に示す。

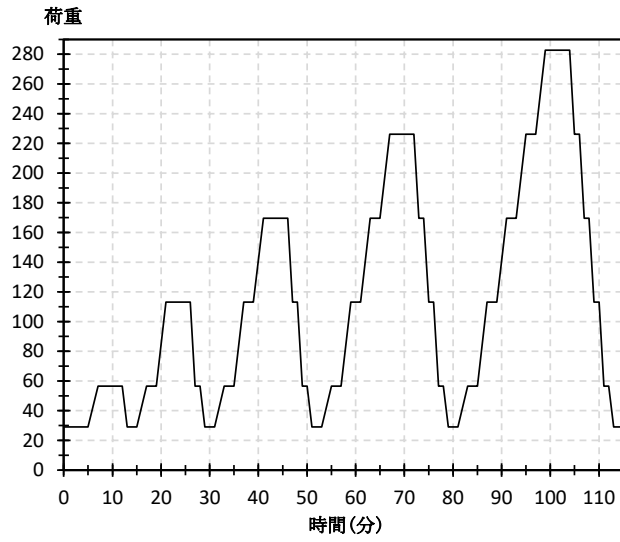


図7-7 再現解析における荷重パターン

b. 評価結果

図7-8に示す引抜き試験結果の荷重-変位関係と再現解析による荷重変位関係により、再現解析による荷重-変位関係は引抜き試験結果と同等であること、再現解析による荷重-変位関係が弾性的な挙動を示していることからモデル化方法が妥当であることを確認した。

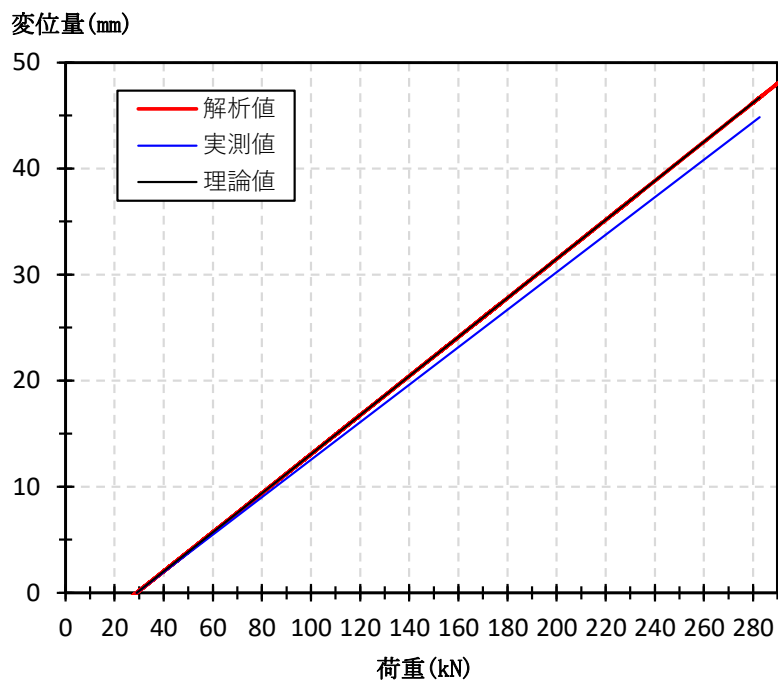
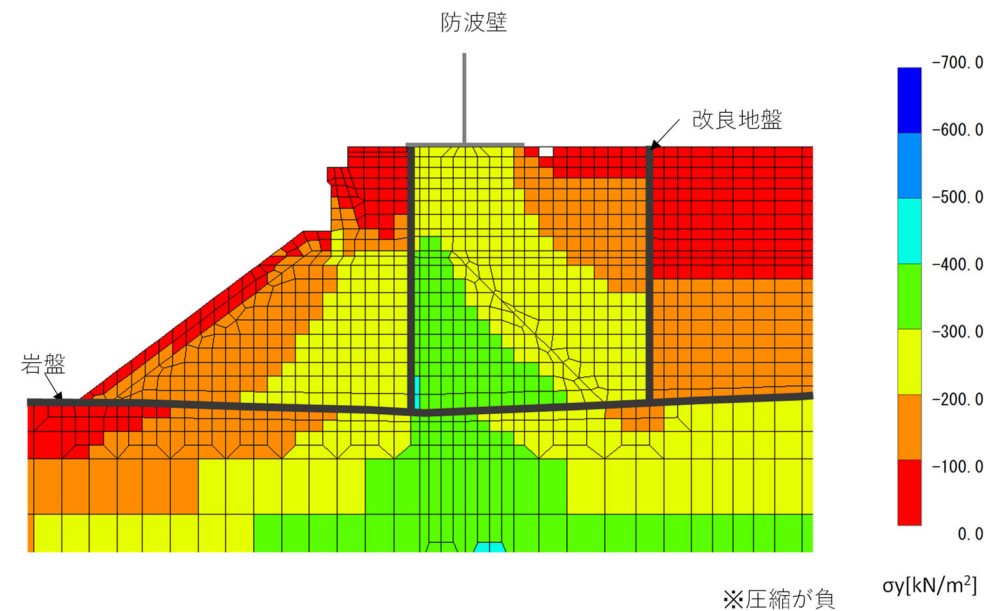


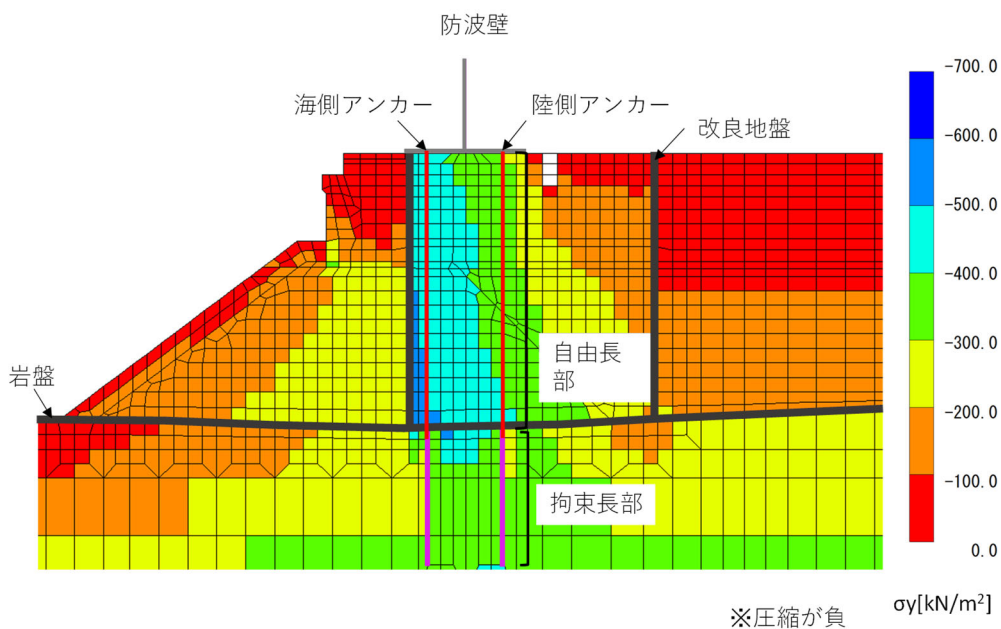
図7-8 引抜き試験と再現解析による荷重-変位関係の比較

(2) 常時応力によるモデルの妥当性確認

図7-9に示す⑤—⑤断面の常時応力分布図により、グラウンドアンカの初期緊張力により地盤応力の高まりを確認したことからモデル化方法が妥当であることを確認した。



【グラウンドアンカなし】



【グラウンドアンカあり】

図7-9 ⑤—⑤断面の常時応力分布図

(3) 地震時におけるモデルの検証

非線形ばね及び MPC によるグラウンドアンカのモデル化は、「4.3(2) 逆 T 擁壁の転倒・滑動に対する照査」において、逆 T 擁壁が転倒・滑動しないことを確認したため、改良地盤の変形によりグラウンドアンカのテンドンが伸縮することで発生アンカー力が増減すると想定されることから、逆 T 擁壁底版の鉛直変位の時刻歴と、グラウンドアンカの発生アンカー力の時刻歴を対比することで、地震時の動的解析においてこれらの現象が再現されているか検証する。

使用するケースはグラウンドアンカの照査値が最も厳しくなる S s - N 1 (+) の解析ケース③とする。変位の出力位置は逆 T 擁壁底版両端とする。

図 7-10 及び図 7-11 に⑤-⑤断面における逆 T 擁壁の底版端部の変位とグラウンドアンカの発生アンカー力を示す。

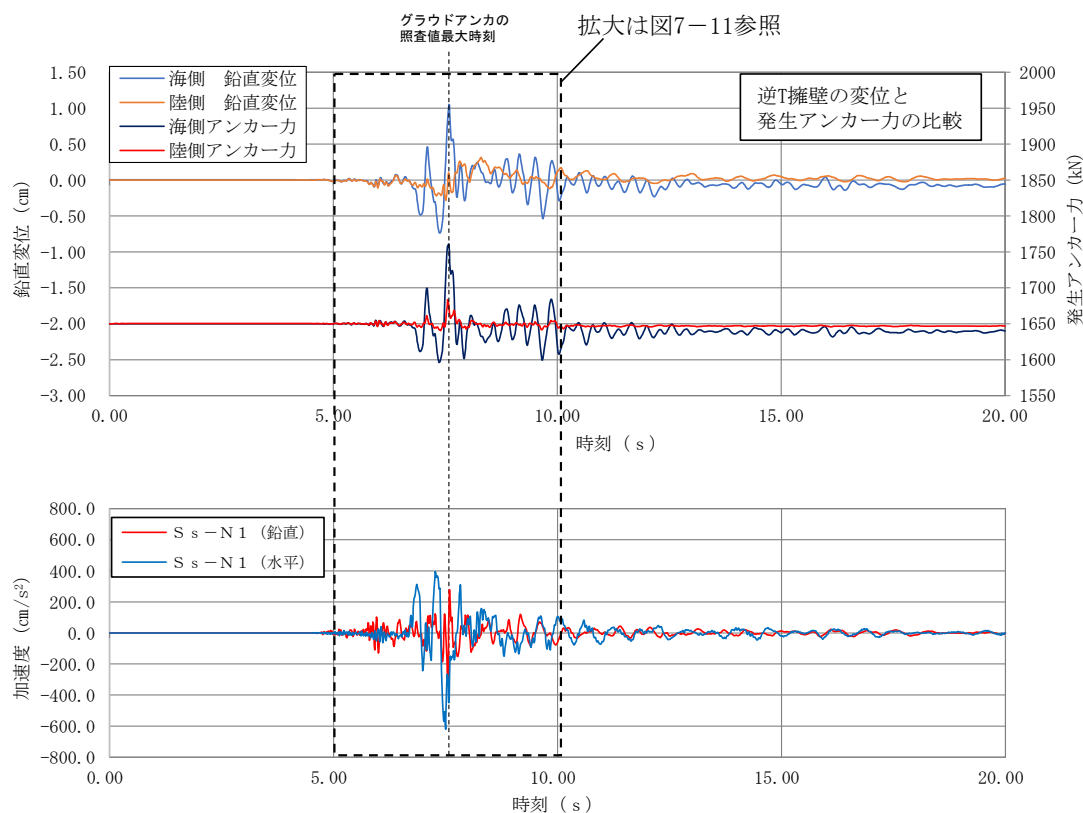


図 7-10 逆 T 擁壁底版端部の鉛直変位とグラウンドアンカの発生アンカー力との挙動の比較

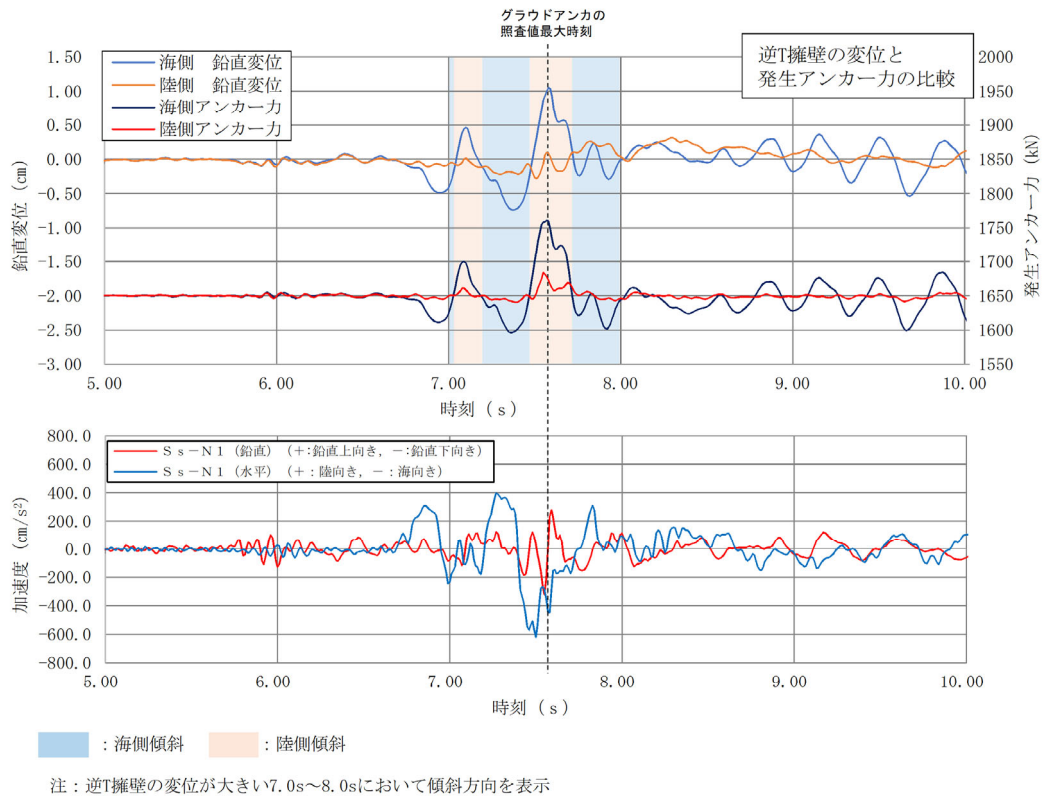


図 7-11 逆 T 擁壁底版端部の鉛直変位とグラウンドアンカの発生アンカー力との挙動の比較（拡大）

図 7-10 及び図 7-11 より、海側、陸側のグラウンドアンカともに、逆 T 擁壁底版の変位が増大した際に、それを抑えるようにグラウンドアンカの発生アンカー力が增大する挙動を確認したことから、改良地盤の変形によりグラウンドアンカのテンドンが伸縮することで発生アンカー力が増減する現象が再現されていることを検証した。

8. 許容限界の設定

設計・施工基準に基づき、試験施工（基本調査試験）等を踏まえ、「4. 設計アンカー力の設定」に記載のとおり設定する。許容アンカー力の設定結果を表8-1に再掲する。

なお、許容アンカー力は、概ね設計アンカー力の1.2倍であり、品質保証試験において設計アンカー力の1.2倍もしくは1.5倍の载荷でも引き抜かれないことを確認していることから、その妥当性を確認している。

表8-1 許容アンカー力の設定

	①-①断面	⑤-⑤断面
テンドンの許容引張力 (kN)	2160	
テンドンの許容拘束力 (kN)	1764	2076
アンカーの許容引抜き力 (kN)	1802	2120
許容アンカー力 (kN)	1764	2076
(参考) 設計アンカー力 (kN)	1440	1650

9. 評価方法

グラウンドアンカの耐震評価は、地震応答解析に基づいて算定した発生アンカー力が許容限界以下であることを確認する。

10. 評価結果

グラウンドアンカの発生アンカー力に対する照査値を補足説明資料本編「4. 耐震評価結果」に示す。この結果から、グラウンドアンカの発生アンカー力が許容限界以下であることを確認した。

(参考資料 2) 鋼管杭の影響検討について

1. 概要

逆 T 擁壁における設計の経緯を図 1-1 に示す。

当初設計時は、杭頭部の結合方式を剛結としていたが、杭頭部の曲げモーメントが降伏モーメントを超える結果となったため、おおむね弾性範囲内となるよう、杭頭部の結合方式をヒンジ結合に変更した。その際に、鋼管杭の変形を抑制するため、杭周辺において薬液注入工法による地盤改良を実施した。

第 870 回審査会合（令和 2 年 6 月 30 日）において、鋼管杭については、支持地盤への根入れが 0.5m と浅いため、杭先端のせん断抵抗に期待できない旨の指摘を受け、以降の審査では、鋼管杭の役割に期待しない（モデル化しない）設計に変更し、耐震評価及び耐津波評価を実施している。

一方で、鋼管杭自体は施工されていることから、表 1-1 に記載のとおり、鋼管杭と逆 T 擁壁との接続部について、道路土工擁壁工指針及び道路橋示方書の記載を踏まえ、杭頭部載荷実験及び 3 次元静的 FEM 解析による再現解析を実施し、上記の力学挙動を確認することが申し送り事項の説明方針となっている。

また、鋼管杭を残置することによる逆 T 擁壁への悪影響の有無を確認するため、杭頭部載荷実験等を踏まえて鋼管杭をモデル化した影響検討を実施し、基準地震動 S_s に対し、防波壁（逆 T 擁壁）の浸水防護機能が喪失しないことを確認することが申し送り事項の説明方針の 2 つ目となっている。

上記を踏まえ、杭頭部載荷実験及び 3 次元静的 FEM 解析による再現計算を説明する。

	当初設計時	第870回 会合 (令和2年6月30日) 時点	第870回 会合以降 (設置許可時)
設計概要図			
鋼管杭の役割	期待する	期待する	期待しない
杭頭結合部	剛結合	ヒンジ結合	(ヒンジ結合)
地盤改良	なし	あり	あり
グラウンドアンカー	期待しない	期待しない	期待する
設計の考え方	<ul style="list-style-type: none"> 杭頭部の結合方式を剛結とすると杭頭部の曲げモーメントが降伏モーメントを超え、杭が降伏する結果となった。 	<ul style="list-style-type: none"> 杭頭部における曲げモーメントを減少させるため、杭頭部にヒンジ結合を採用した。 ヒンジ結合への変更に伴い、鋼管杭の変形を抑制するため、鋼管杭周辺において薬液注入工法による地盤改良を実施した。 杭頭部については、作用する曲げモーメントが小さい状態では剛として挙動し、曲げモーメントが増加すると杭頭補強鉄筋周辺のコンクリートにクラックが発生し、ヒンジ状態に移行すると考えられることから、模型実験により杭頭部の力学的特性について確認することとした。 	<ul style="list-style-type: none"> 第870回会合において、杭の根入れが0.5mと浅いため、杭先端のせん断抵抗に期待できない旨の指摘を受け、鋼管杭の役割に期待しない(モデル化しない)設計に変更した。 主に以下の2つが設工認審査への申し送り事項となった。 <ol style="list-style-type: none"> 杭頭載荷実験及び3次元静的FEM解析による再現解析を実施して力学挙動を確認する。 鋼管杭を残置することによる防波壁(逆T擁壁)への悪影響の有無を確認するため、杭頭載荷実験の力学挙動を踏まえて鋼管杭をモデル化した影響検討を実施し、基準地震動Ssに対し、防波壁(逆T擁壁)の浸水防護機能が喪失しないことを説明する。

図 1-1 逆 T 擁壁における設計の経緯

表 1-1 鋼管杭に係る申し送り事項

申し送り事項	説明方針
<p>1. 杭頭接合部の構造について、道路橋示方書で剛結合を原則としている規定や剛結合以外の結合方法の実験等による力学特性検証等、道路橋示方書の記載内容との対応を踏まえて整理すること。</p>	<ul style="list-style-type: none"> 鋼管杭と逆 T 擁壁との接続部について、道路土工擁壁工指針及び道路橋示方書の記載を踏まえ、杭頭載荷実験及び 3 次元静的 FEM 解析による再現解析を実施し、上記の力学挙動を確認する。 (左記の 1, 3 に対応)
<p>2. 鋼管杭式逆 T 擁壁の底盤について、詳細設計段階で杭頭部がピン結合に移行する力学挙動を模型実験と解析により検証する際に、底盤がおおむね弾性域内に留まることを説明すること。</p>	<ul style="list-style-type: none"> 鋼管杭を残置することによる逆 T 擁壁への悪影響の有無を確認するため、杭頭載荷実験等を踏まえて鋼管杭をモデル化した影響検討を実施し、基準地震動 S_s に対し、防波壁（逆 T 擁壁）の浸水防護機能が喪失しないことを確認する。(左記の 2, 4, 5 に対応)
<p>3. 鋼管杭式逆 T 擁壁の杭頭部のヒンジ結合について、準拠する道路土工擁壁工指針の適用性を説明すること。</p>	
<p>4. 防波壁（鋼管杭式逆 T 擁壁）の杭頭結合条件について、杭頭部のヒンジ形成過程と防波壁の損傷の関係性を踏まえた上で、杭頭をピン結合として評価する場合の設計の考え方を説明すること。</p>	
<p>5. 鋼管杭式逆 T 擁壁の鋼管杭の根入れ部について、支持地盤への根入れが浅く、水平力に対する支持性能を期待できない可能性があるため、杭先端のせん断抵抗に期待しない設計方針を検討し、構造成立性を説明すること。</p> <p>設計方針は、杭周辺の地盤改良及びグラウンドアンカーの効果に期待して実態に即した内容とし、地盤改良がない区間について地盤改良の追加を検討すること。</p>	

(4) 杭頭と底版の結合方法

杭頭と底版の結合方法は、一般に剛結合とヒンジ結合があり、擁壁への適用にあたっては、重要度、変位に対する制約、杭本体の強度、経済性などを考慮して結合方法を決定しなければならない。

一般の擁壁では杭本体を経済的に設計できるヒンジ結合を採用するものとする。ただし、地震時の設計を行なう場合や、変位量を小さくする必要のある場合、軟弱地盤上に擁壁を設置する場合などには剛結合とすることが望ましい。

杭頭結合部の設計方法は、剛結合の場合「道路橋示方書・同解説IV下部構造編」に準じるものとする。ヒンジ結合の場合は「剛結合の方法B」の考え方を適用し、表2-7に示すように杭頭での押し込み力、引き抜き力、水平力に対して抵抗できるように設計する。

表 2-7 杭頭ヒンジ結合部における支持力分担

鉛直力	押し込み力	杭頭部の底版コンクリートの支圧および押し抜きせん断抵抗
	引き抜き力	杭頭鉄筋の引張り抵抗
水平力		杭前面の底版コンクリートの支圧抵抗

図 1-2 杭とフーチングの接合部についての規定

(道路土工擁壁工指針 ((社)日本道路協会, 1999年3月) p.116 より引用)

10.8.7 杭とフーチングの接合部

- (1) 杭とフーチングの接合部は、杭が限界状態3に達したときの断面力も含めて、部材相互の断面力を確実に伝達できるようにしなければならない。
- (2) 杭基礎を 10.6.1(2)1)に従ってモデル化する場合には、杭とフーチングの接合部は剛結とみなせる構造としなければならない。
- (3) 1)から3)に従う場合には、(1)及び(2)を満足するとみなしてよい。
 - 1) フーチングの厚さについて、7.7.2(2)を満足する。
 - 2) 最外縁の杭の中心とフーチング縁端との距離を杭径以上とすることを標準とする。
 - 3) 杭とフーチングの接合部は、鉄筋により十分に結合する。

(2) 杭とフーチングとの接合部は、原則として剛結とすることが規定されている。杭頭部を剛結として設計した方が水平変位によって設計が支配される場合には有利であり、また、不静定次数が大きいため耐震上の安全性が高いとみなし得る。

なお、10.6に規定される杭反力等の計算モデルにおいても杭とフーチングの接合部を剛結と仮定することを標準としている。このため、剛結としない場合には、接合方法の力学特性等を実験等により検証したうえで、個別にモデル化等について検討する必要がある。

図 1-3 杭とフーチングの接合部についての規定

(道路橋示方書・同解説 (IV 下部構造編) ((社)日本道路協会 2017年12月)p.284 より引用)

上述を踏まえ、図 1-4 のフローに基づき、鋼管杭をモデル化した場合の影響検討を実施する。

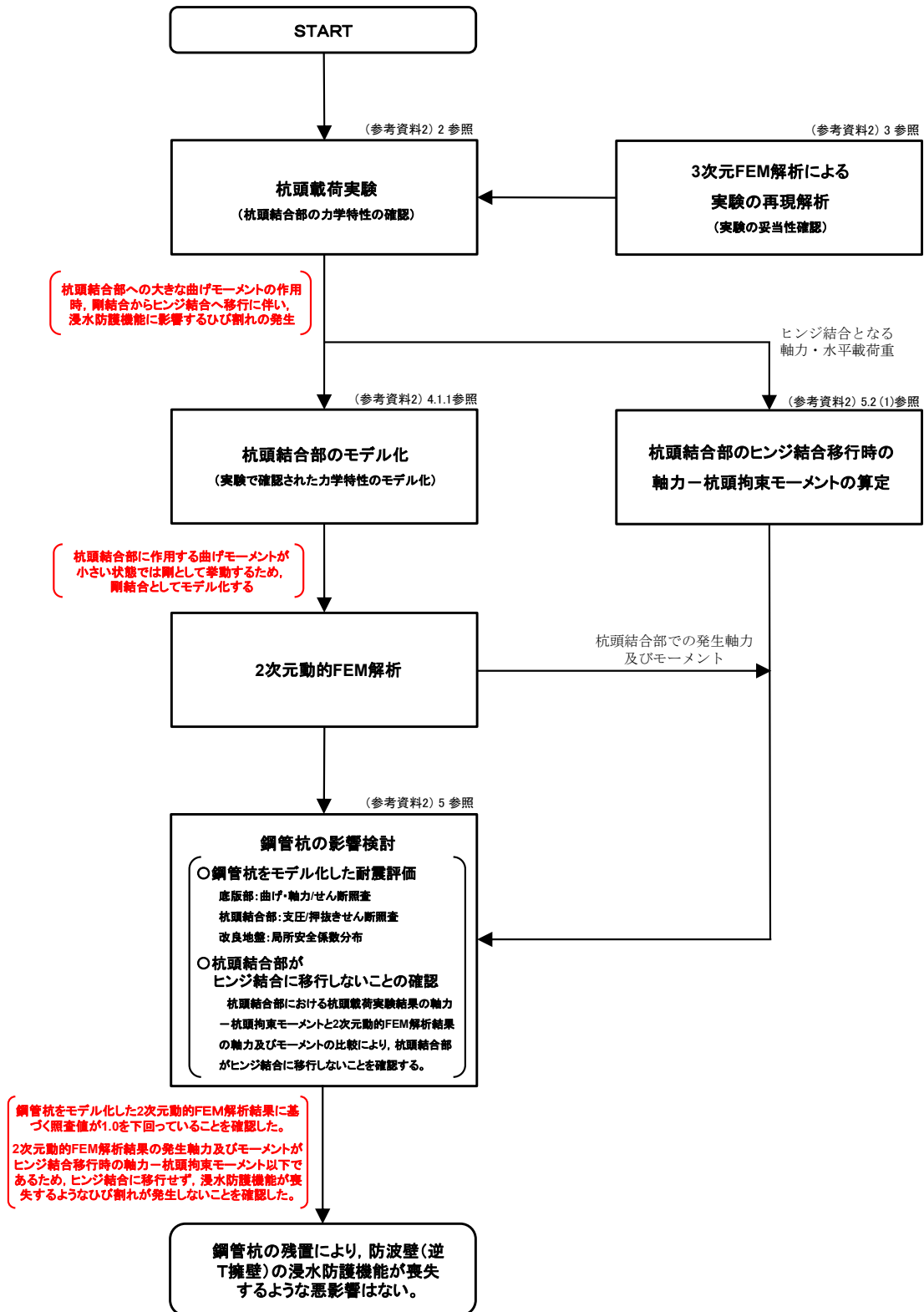


図 1-4 鋼管杭の影響検討フロー

(参考) 2-5

2. 杭頭載荷実験

2.1 試験概要

杭頭部を概ね 1/2 スケールで模擬し、杭頭結合部に曲げモーメントを作用させた際の力学特性を把握する。

逆 T 擁壁の概要図（実構造物）を図 2.1-1 に示す。赤枠内で示した範囲について杭頭部を模擬した試験体を製作する。杭頭載荷実験では、鋼管杭及びフーチングコンクリートで構成される試験体に、地震力の作用方向を考慮した正負交番载荷を実施する。図 2.1-2 に実験概要図を示す。

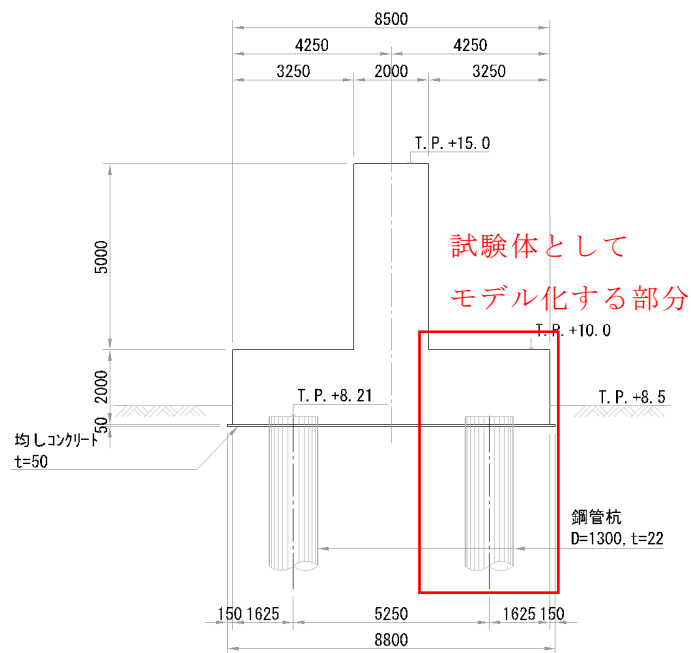


図 2.1-1 逆 T 擁壁の概要図（実構造物）

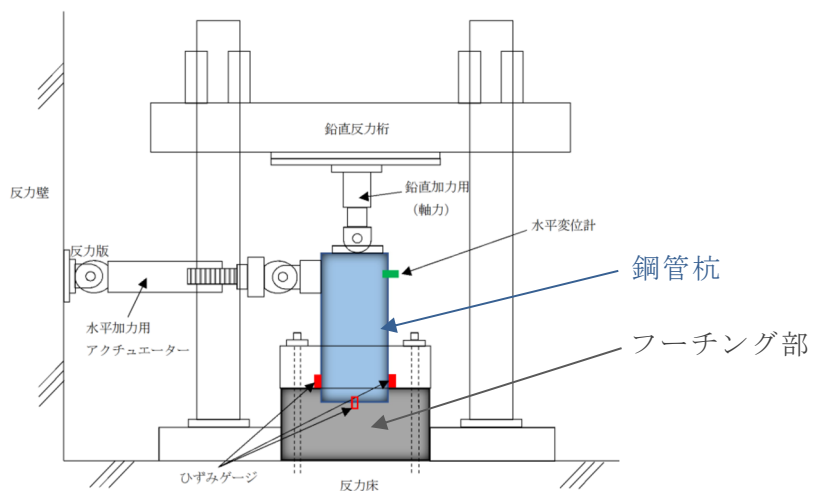


図 2.1-2 実験概要図

(参考) 2-6

2.2 試験方法

2.2.1 試験体

試験体はフーチング部と鋼管杭から成り、試験体の各寸法や実験時の載荷重等については、鋼管杭径の縮尺を基準に設計する。試験体に用いた鋼管杭の径はφ600mm、実構造物の鋼管杭はφ1300mmであることから、試験体の縮尺 α は $\alpha = 600/1300 = 6/13$ 、荷重比は $\alpha^2 = (6/13)^2$ となる。表 2.2.1-1 に実験の縮尺を示し、表 2.2.1-2 に実構造物及び試験体の使用材料を示す。実験の縮尺は「橋の耐震性能の評価に活用する実験に関するガイドライン(案) (橋脚の正負交番載荷実験方法及び振動台実験方法) (土木研究所 2006年8月)」に記載の相似則(図 2.2.1-1 参照)を準用する。

物理量	縮小率
長さ	S_L
時間	$S_L^{0.5}$
振動数	$S_L^{-0.5}$
応力	1
弾性係数	1
力	S_L^2
曲げモーメント	S_L^3
曲率	S_L^{-1}
加速度	1
質量	S_L^2
重量	S_L^2

図 2.2.1-1 相似則の整理例

(橋の耐震性能の評価に活用する実験に関するガイドライン(案)より抜粋)

表 2.2.1-1 実験の縮尺

	長さ α	荷重 α^2	モーメント α^3
縮尺	6/13	$(6/13)^2$	$(6/13)^3$

表 2.2.1-2 実構造物及び試験体の使用材料

材料	仕様		備考 (縮尺の考え方)
	実構造物	試験体	
フーチング コンクリート	<ul style="list-style-type: none"> 設計基準強度 24N/mm 厚さ：2000mm 	<ul style="list-style-type: none"> 設計基準強度 24N/mm 厚さ：923mm 	$2000\text{mm} \times (6/13) = 923.077$ $\approx 923\text{mm}$
杭頭部鉄筋	<ul style="list-style-type: none"> 主筋：SD345 D25 フープ：SD345 D13 	<ul style="list-style-type: none"> 主筋：SD345 D13 フープ筋：SD345 D6 	$D25 \times (6/13) = 11.538 \approx D13$ $D13 \times (6/13) = 6.000 \approx D6$
鋼管杭	<ul style="list-style-type: none"> SKK490 D=1300mm, t=22mm 	<ul style="list-style-type: none"> SKK490 D=600mm, t=12mm 	$1300\text{mm} \times (6/13) = 600\text{mm}$

(参考) 2-7

図 2.2.1-2 に杭頭載荷実験試験体を示す。また、図 2.2.1-3 に試験体構造図及び杭頭部詳細図を示す。



図 2.2.1-2 杭頭載荷実験試験体 (2020 年実施)

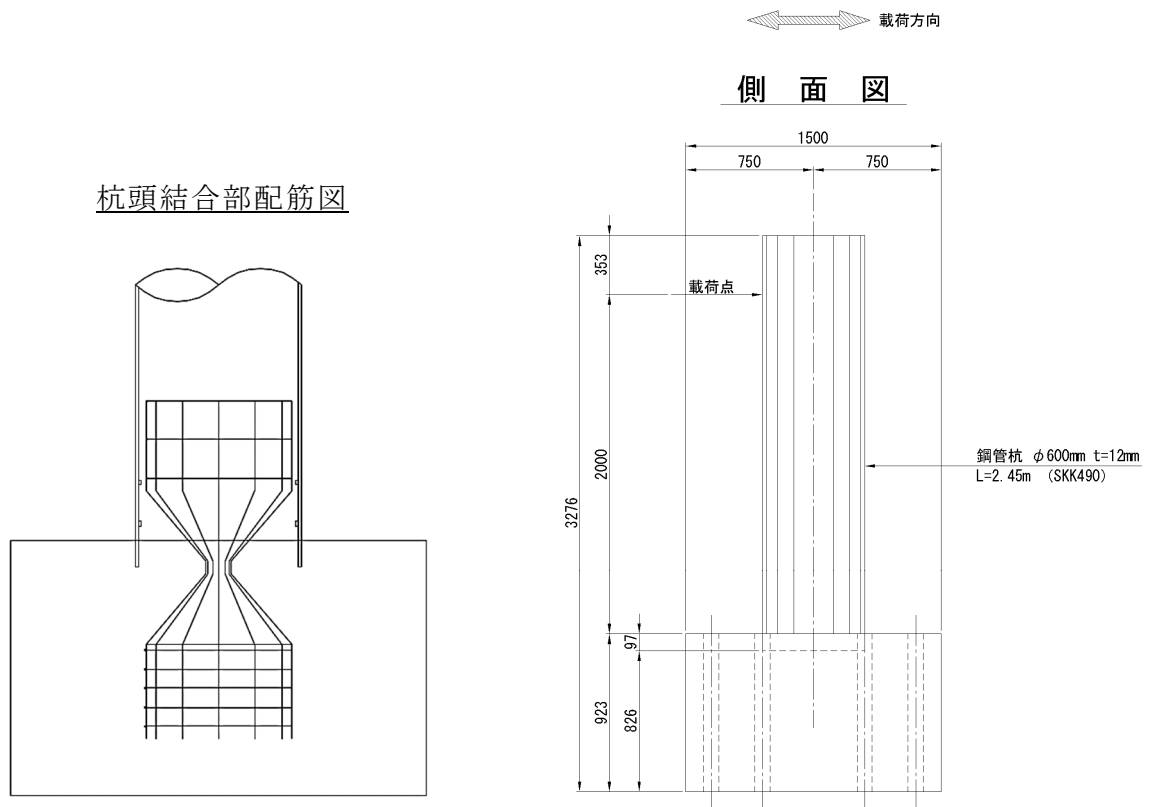


図 2.2.1-3 試験体構造図及び杭頭結合部配筋図

(参考) 2-8

2.2.2 荷重方法

荷重実験は試験体のフーチング部をテストフロアにボルトで固定し，鋼管杭に軸力を与えながら水平方向に正負交番荷重を実施する。図 2.2.2-1 に荷重実験の概要図を，図 2.2.2-2 に荷重実験状況を示す。

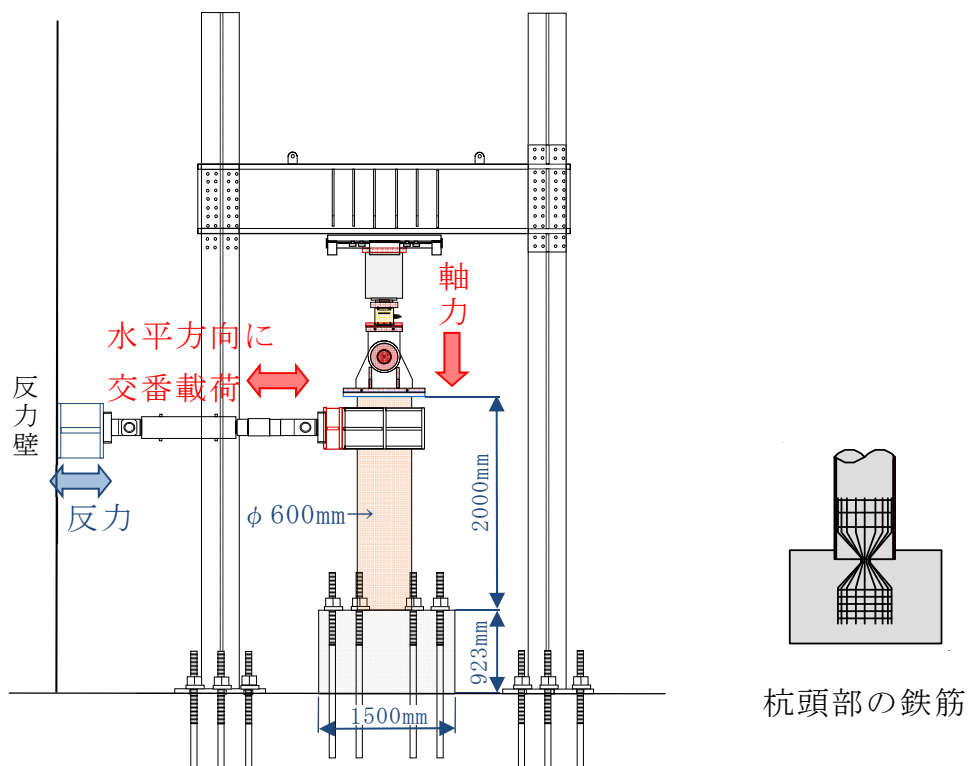


図 2.2.2-1 荷重実験の概要図



図 2.2.2-2 荷重実験状況

2.2.3 水平加力パターン

水平加力パターンを図 2.2.3-1 に示す。「橋の耐震性能の評価に活用する実験に関するガイドライン(案) (橋脚の正負交番载荷実験方法及び振動台実験方法) (2006)」を準用し、図 2.2.3-1 のように $0.25P_{y0} \rightarrow 0.5P_{y0} \rightarrow 0.75P_{y0}$ の正負予備加力の後、 $1\delta_y$ で 3 回の正負交番载荷を実施する。その後、杭頭結合部がヒンジに移行するまで 1 方向に加力 (プッシュオーバー) する。

ここに、

- P_{y0} : 計算上の初降伏荷重 (材料の実強度を用い、鉄筋が絞られた部分での RC 断面計算により算出する。)
- $1\delta_y$: 鉄筋が絞られている部分の最外縁鉄筋が降伏する時 (初降伏時) の変位。最外縁鉄筋の降伏は、実験中に計測している鉄筋ひずみが降伏ひずみ (材料試験から $1,815\mu$) に達した時と判定する。

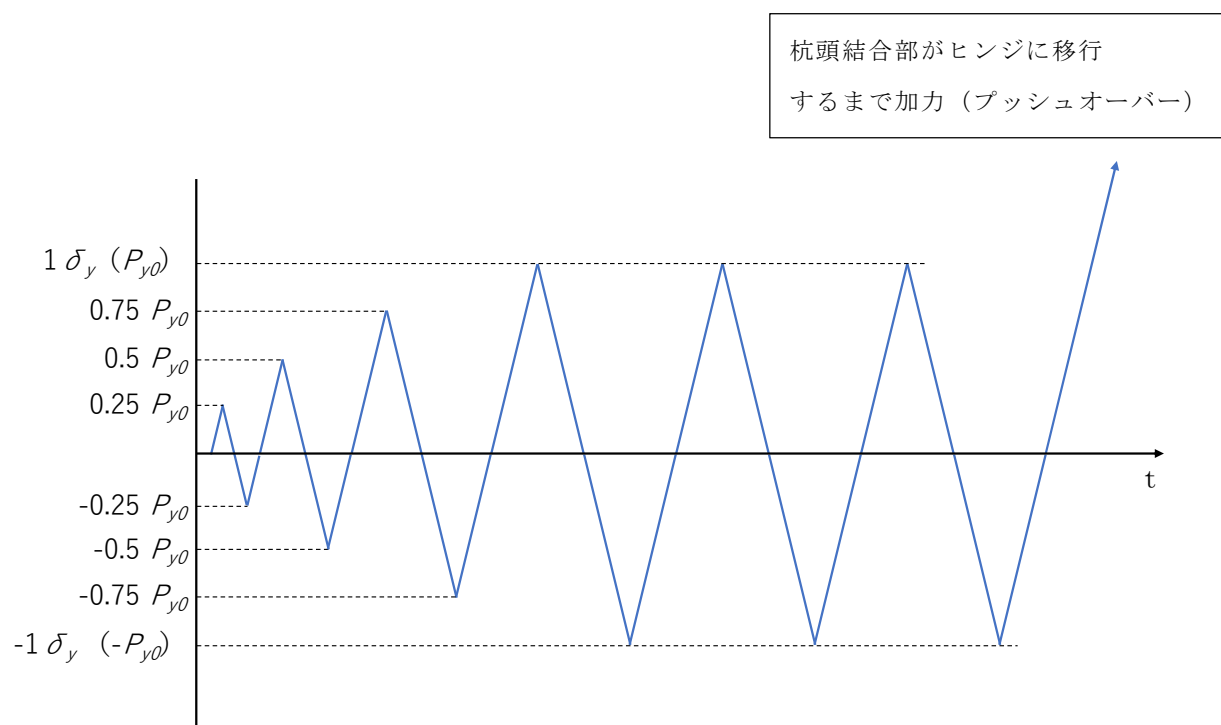


図 2.2.3-1 水平加力パターン

2.2.4 試験ケース

杭頭結合部に発生する曲げモーメントの大きさは軸力の影響を受けると考えられることから，表 2.2.4-1 に示す 4 ケースの軸力について試験を行う。

表 2.2.4-1 試験ケース

実験ケース	軸力 (kN)	水平力 (kN)				備考 (軸力の設定)
		$0.25P_{y0}$	$0.5P_{y0}$	$0.75P_{y0}$	$1P_{y0}$	
①	0	10.5	21.1	31.6	42.1	軸力が作用しないケース
②	500	22.5	45.0	67.5	90.0	実験ケース④の軸力 1500kN を踏まえ，段階的に設定した。
③	1,000	32.7	65.3	98.0	130.6	
④	1,500	41.8	83.6	125.5	167.3	基準地震動 Ss-D による最大軸力 (6,995kN) 相当*1

注記*1：杭頭結合部を剛結合とした地震時の解析結果の軸力 6,995kN に，模型縮尺 $(6/13)^2$ を考慮した値 $6,995\text{kN} \times (6/13)^2 = 1,490\text{kN} \approx 1,500\text{kN}$

*2：設置変更許可時のモデルを用いた 2次元 FEM 解析における鋼管杭に作用する軸力の最大値。

2.3 試験結果

2.3.1 水平荷重—水平変位

実験ケース①～④の水平荷重（水平载荷によるロードセル反力値）と水平変位（载荷部水平変位計による計測値）の関係を図 2.3.1-1 に示す。実験の結果及び考察は以下のとおりであり，当初の設計通り，大きな曲げモーメントが作用する際に剛結合からヒンジ結合に移行する力学特性を確認した。

(a) 最大水平荷重までの区間（正負交番载荷～プッシュオーバー）

- ・結果：各ケースともに変位の増減に伴い，载荷水平荷重も増減している。
- ・考察：杭頭結合部が剛結合の挙動を示し，回転が拘束されているため発生するモーメント（以下，拘束モーメントとする）が増加することで，水平変位を与えた際に载荷水平荷重が増加したと考えられる。

(b) 最大水平荷重以降の区間（プッシュオーバー）

- ・結果：各ケースともに一定区間，荷重を保持したまま変位が進行している。
- ・考察：杭頭結合部がヒンジ結合の挙動を示し，回転が自由となり，拘束モーメントが増加していないため，変位の進行に対して载荷水平荷重が増加していないと考えられる。

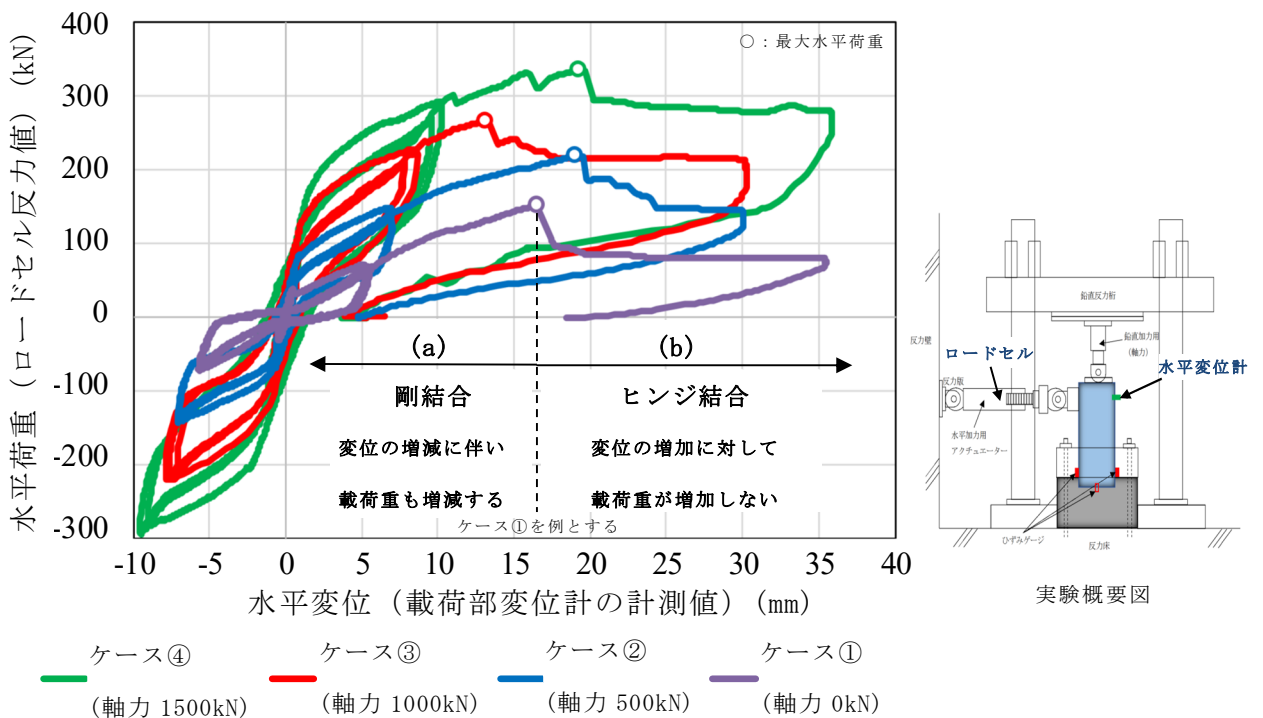


図 2.3.1-1 水平荷重と水平変位の関係（実験ケース 1～4 の比較）

2.3.2 杭頭結合部におけるひび割れ状況

杭頭載荷実験により杭頭結合部に発生したフーチング上面のひび割れ状況を図 2.3.2-1～図 2.3.2-3 に示す。フーチング上面に生じたひび割れは、 $1\delta_y$ までの載荷では載荷側（北側）に対し 90° 及び 270° 方向（東西方向）に数本のひび割れを確認し、その後のプッシュオーバー時には載荷側（北側）を中心にひび割れを確認した。

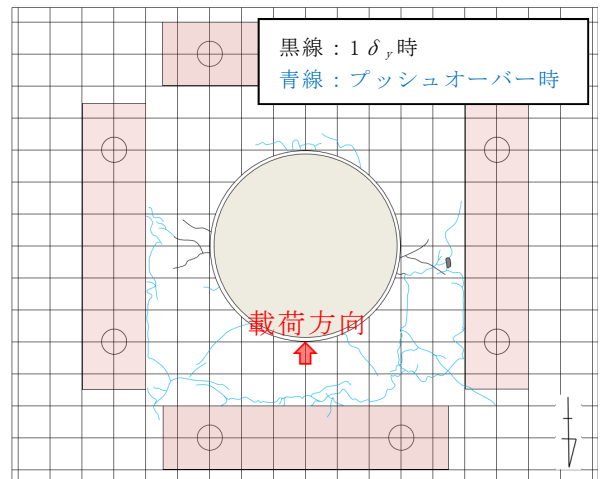
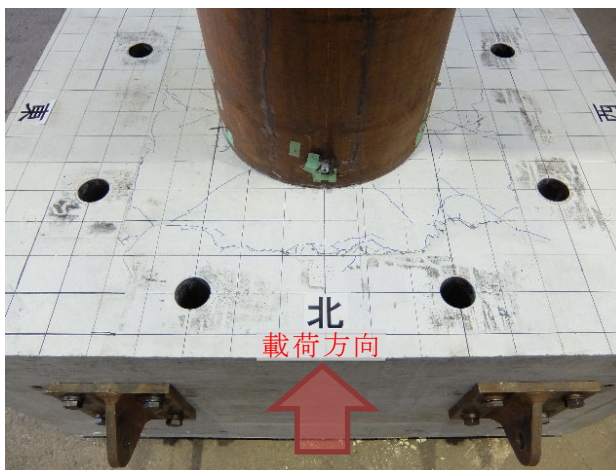


図 2.3.2-1 フーチング上面のひび割れ状況（ケース④）

図 2.3.2-2 フーチング上面のひび割れ状況図（ケース④）

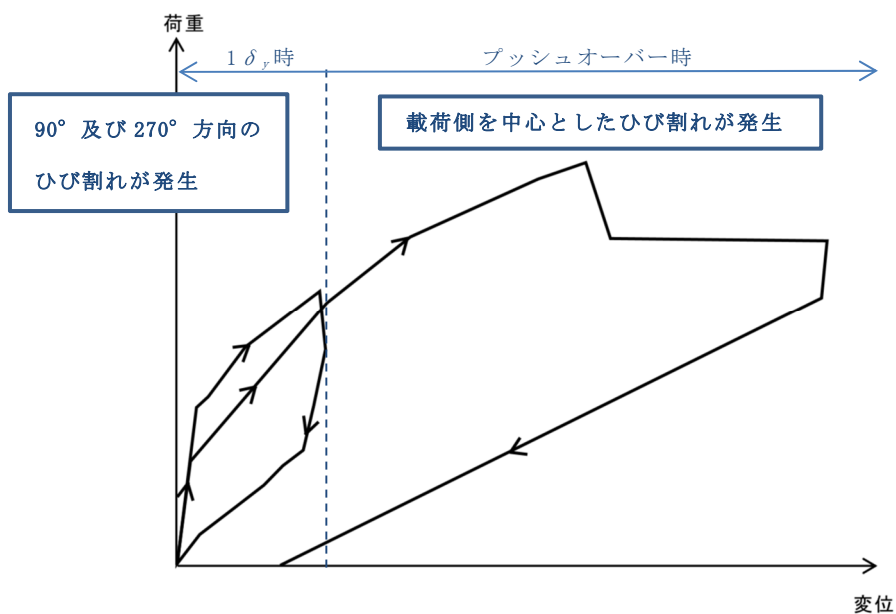


図 2.3.2-3 荷重変位関係とひび割れ状況

実験後に試験体をワイヤーソーで図 2.3.2-4 に示す方向で輪切りにし、杭頭内部のひび割れ状況を確認した。写真及びひび割れイメージ図を図 2.3.2-5 及び図 2.3.2-6 に示す。杭頭内部では、鉄筋くびれ部から鋼管下端に向かう水平方向のひび割れと鋼管下端からフーチング表面の固定プレートに向かう斜め方向のひび割れを確認した。

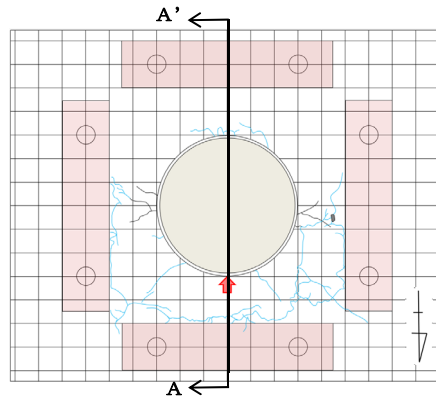


図 2.3.2-4 試験体輪切り方向



図 2.3.2-5 杭頭内部のひび割れ状況

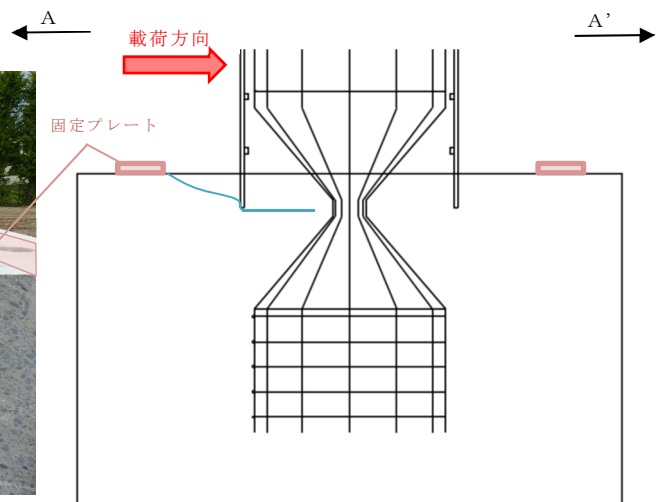
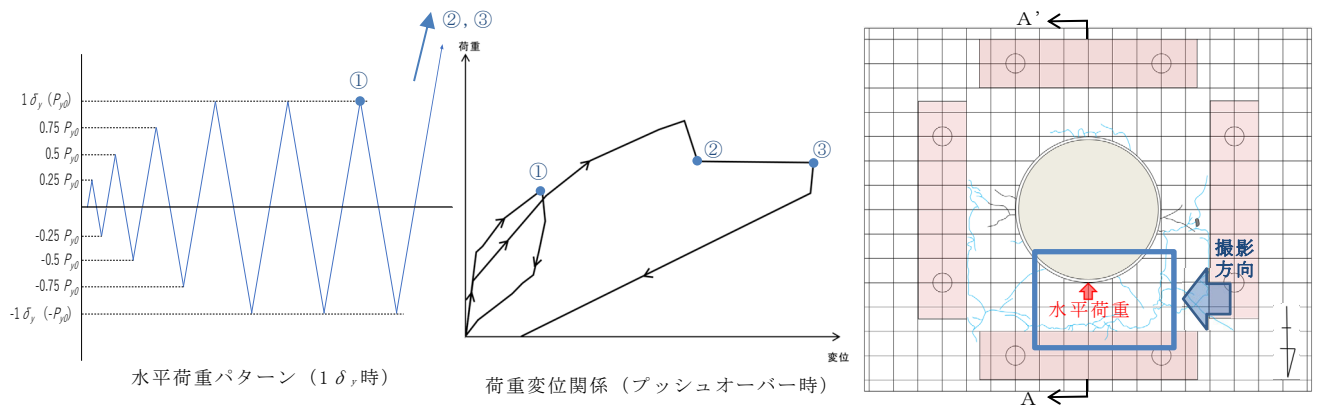


図 2.3.2-6 杭頭内部のひび割れ状況図

図 2.3.2-7 に杭頭結合部の荷重側のひび割れ進展状況を示す。プッシュオーバー時に初めて荷重側にひび割れが発生し、杭頭内部ではその他の損傷は認められないことから、**杭頭結合部の鉄筋が降伏する荷重下において、荷重側のひび割れ**による損傷により、杭頭部が剛結合からヒンジ結合に移行したと考えられる。



	撮影写真	断面ひび割れイメージ図 (A-A')
①		
②		
③		

図 2.3.2-7 杭頭結合部のひび割れ進展状況

2.4 杭頭載荷実験まとめ

最大水平荷重発生までは、鉄筋が絞られている部分の最外縁鉄筋が降伏（ $1\delta_y$ 時）した以後も剛結合の挙動を示し、変位の増加に伴い水平荷重の増加がみられるが、これは鋼管杭がフーチングコンクリートに拘束されていることによるものと考えられる。

最大水平荷重発生以降では、荷重側のひび割れ発生に伴い、おおむね鉄筋降伏荷重レベルまで水平荷重が低下しており、これは荷重側のひび割れにより、フーチングコンクリートが抵抗できなくなったためと考えられる。

ヒンジ結合への移行に伴い、杭頭結合部でのひび割れの発生を確認しており、逆T擁壁の役割は「止水性の保持」であり、「おおむね弾性状態にとどまること」を性能目標にしていることから、杭頭載荷実験結果と2次元FEM解析結果の杭頭結合部の応力とを比較することで、基準地震動 S_s に対しては当該ひび割れが発生せず、浸水防護機能が喪失しないことを確認する。

3. 3次元静的FEM解析による実験の再現解析

3.1 概要

杭頭載荷実験の試験体に対してモデルを作成し、3次元静的FEM解析により再現解析を実施することで、杭頭載荷実験における杭頭部の挙動を確認する。また、杭頭載荷実験の結果と再現解析の結果を比較し、実験の再現性及び結果の妥当性について検証する。表3.1-1に再現解析対象の試験体を示す。

表 3.1-1 再現解析対象の試験体

解析ケース	実験ケース	軸力(kN)
i	①	0
ii	②	500
iii	③	1,000
iv	④	1,500

3.2 評価フロー

杭頭載荷実験の試験体モデルを用いて3次元FEM解析を実施し、杭頭載荷実験結果と比較することで実験の妥当性を評価する。

3次元FEM解析の評価フローを図3.2-1に示す。

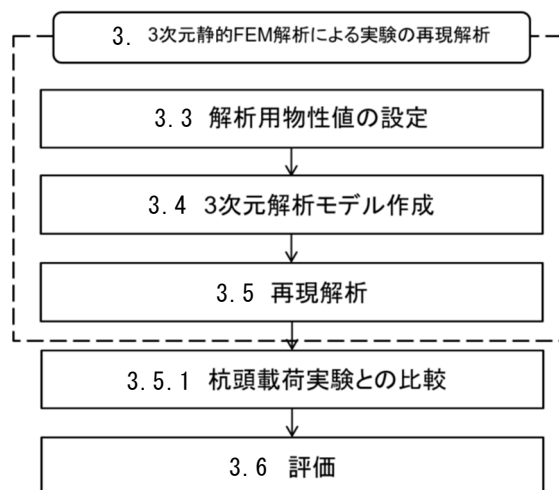


図 3.2-1 3次元FEM解析の評価フロー

3.3 解析用物性値の設定

3.3.1 コンクリート

表 3.3.1-1 にコンクリートの解析用物性値を示す。圧縮強度は試験体打設時に採取した供試体の強度試験結果を用い、コンクリートのヤング係数については表 3.3.1-2 に示す値を線形補間して求める。その他の物性値は「コンクリート標準示方書 [設計編] ((社)土木学会, 2018年3月)」(以下, 「示方書(2018)」という。)により求める。

表 3.3.1-1 コンクリートの解析用物性値

解析ケース	部材	単位重量*1 (N/mm ³)	ポアソン比*2 ν	ヤング係数 (N/mm ²)	圧縮強度 f_c (N/mm ²)	引張強度 f_t *3 (N/mm ²)
i	杭部	23.0×10^{-6}	0.2	26550	27.1	2.075
	杭頭部	23.0×10^{-6}		29560	35.2	2.470
	フーチング	24.5×10^{-6}		29620	35.4	2.480
ii	杭部	23.0×10^{-6}		26950	27.9	2.116
	杭頭部	23.0×10^{-6}		30280	37.6	2.581
	フーチング	24.5×10^{-6}		30430	38.1	2.604
iii	杭部	23.0×10^{-6}		27600	29.2	2.181
	杭頭部	23.0×10^{-6}		30490	38.3	2.613
	フーチング	24.5×10^{-6}		28690	32.3	2.333
iv	杭部	23.0×10^{-6}		27950	29.9	2.216
	杭頭部	23.0×10^{-6}		30670	38.9	2.641
	フーチング	24.5×10^{-6}		29050	33.5	2.390

注記*1: 示方書(2018) p. 58 に記載の単位重量表のうち, 杭部及び杭頭部は無筋コンクリートの単位重量を用い, フーチング部は鉄筋コンクリートの単位重量を用いる。

*2: 示方書(2018) p. 43 よりポアソン比を 0.2 とする。

*3: 示方書(2018) p. 39 より引張強度の算出式 $f_t=0.23f_c^{2/3}$ を用いて求める。

表 3.3.1-2 コンクリートのヤング係数 (示方書(2018)p. 43 より引用)

f'_{ck} (N/mm ²)		18	24	30	40	50	60	70	80
E_c (kN/mm ²)	普通コンクリート	22	25	28	31	33	35	37	38
	軽量骨材コンクリート*	13	15	16	19	-	-	-	-

* 骨材を全部軽量骨材とした場合

(1) 圧縮応力-ひずみ関係

コンクリートの圧縮応力-ひずみ関係には、図 3.3.1-1 に示す G_c/h より圧縮軟化曲線が定義される Feenstra の放物線型モデルを用い、引張応力-ひずみ関係には図 3.3.1-2 に示す G_f/h より引張軟化曲線が定義される Hordijk モデルを用いる。ここで、圧縮破壊エネルギー G_c 、引張破壊エネルギー G_f 及び要素の等価長さ h は以下により算定する。

- ・ 圧縮破壊エネルギー G_c

$$G_c = 8.77 \sqrt{f_c} \quad (\text{N/mm})$$

ここに、 f_c : コンクリートの圧縮強度 (N/mm²)

- ・ 引張破壊エネルギー G_f

$$G_f = 1/100 \cdot d_{\max}^{1/3} \cdot f_c^{1/3} \quad (\text{N/mm})$$

ここに、 d_{\max} : 粗骨材最大寸法 (mm) (=13mm)

- ・ 要素の等価長さ h

$$h = \sqrt[3]{V}$$

ここに、 V : 要素の体積 (mm³)

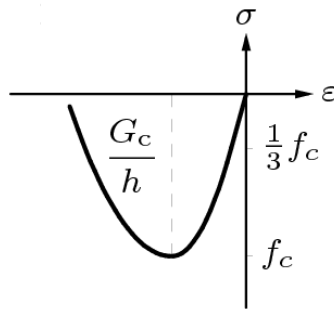


図 3.3.1-1 圧縮応力-ひずみ関係 (Feenstra の放物線型モデル)

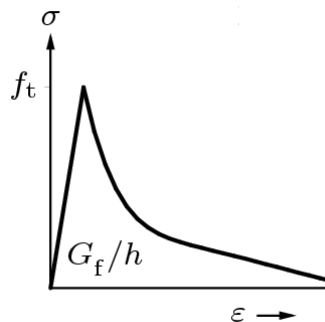


図 3.3.1-2 引張応力-ひずみ関係 (Hordijk モデル)

(参考) 2-19

(2) ひび割れ面でのせん断伝達

ひび割れ発生後のひび割れ面でのせん断伝達モデルには、図 3.3.1-3 に示す Al-Mahaidi モデルを用いる。

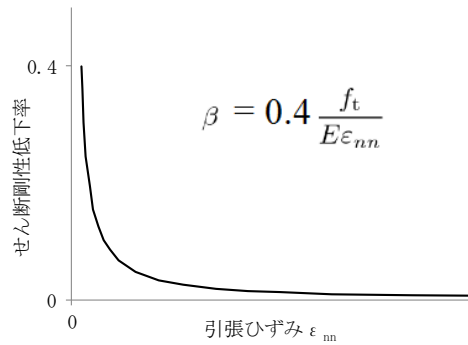


図 3.3.1-3 ひび割れ面でのせん断伝達モデル (Al-Mahaidi モデル)

(3) ひび割れによる圧縮強度低減

ひび割れたコンクリートの圧縮強度低減モデルには、図 3.3.1-4 に示す、低減係数を破壊パラメータに乗じることで、ひび割れ発生後の圧縮強度の低下を考慮する。

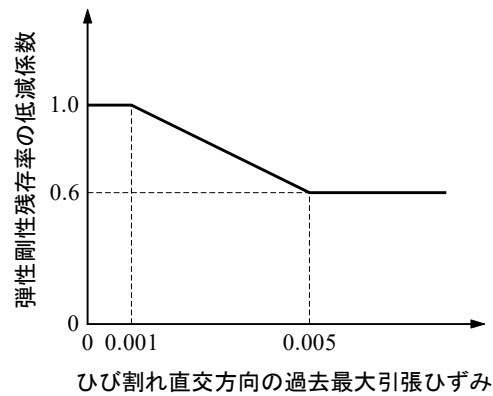


図 3.3.1-4 弾性剛性残存率の低減係数
(「コンクリート標準示方書 2012」より引用)

3.3.2 鋼材

表 3.3.2-1 に鋼材の解析用物性値を示す。鉄筋及び鋼管のモデルには図 3.3.2-1 に示す von Mises の降伏規準を適用したバイリニアモデルを用い、降伏強度は試験体の製作に用いた鋼材の材料試験結果を用いる。

表 3.3.2-1 鋼材の解析用物性値

	単位重量*1 (N/mm ³)	ヤング係数 E*2 (N/mm ²)	降伏強度 f _y	断面積*3 (mm ²)
鋼管	77.0×10 ⁻⁶	2.0×10 ⁵	435	—
D6	—	2.0×10 ⁵	421	31.67
D13	—	2.0×10 ⁵	363	126.7
D19	—	2.0×10 ⁵	369	286.5
D25	—	2.0×10 ⁵	379	506.7

注記*1：示方書(2018) p. 58 に記載の鋼の単位重量を用いる。

*2：示方書(2018) p. 51 より鋼材のヤング係数を 2.0×10⁵ N/mm² とする。

*3：JIS G 3112 に記載されている公称断面積を用いる。

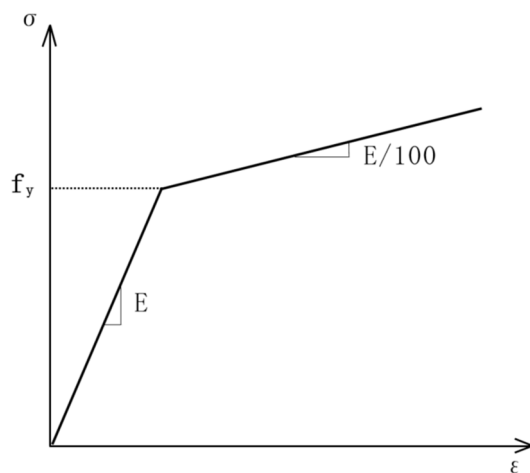


図 3.3.2-1 von Mises の降伏規準を適用したバイリニアモデル

3.3.3 鋼管とコンクリート間

鋼管とコンクリート間の解析用物性値を表 3.3.3-1 に示す。鋼管とコンクリート間の要素には，クーロン摩擦モデルを適用し，図 3.3.3-1 に示す「複合構造標準示方書〔設計編〕（（社）土木学会，2015 年 5 月）」より引用した鋼管柱と充填コンクリート間要素の物性値を設定する。鋼管とコンクリート間のクーロン摩擦モデルを図 3.3.3-2 に示す。

表 3.3.3-1 鋼管とコンクリート間の解析用物性値

せん断付着強度 c (N/mm^2)	引張付着強度 f_t (N/mm^2)	摩擦角 ϕ (摩擦係数)
0.7	0.7	20.0° (0.364)

柱と充填コンクリートの間の摩擦応力は，式（解 12.4.3）のクーロンの破壊基準に従うものとして算定してよい。

$$\tau_{\max} = c + \sigma_n \cdot \tan \phi \quad (\text{解 12.4.3})$$

ここに， c : 粘着力
 σ_n : 界面に作用する直応力
 ϕ : 摩擦角

なお，式（解 12.4.3）に用いる粘着力 c および摩擦角 ϕ は，平鋼管を用いる場合， $c=0.7\text{N}/\text{mm}^2$ ， $\phi=20^\circ$ ，既製のリブ付き圧延鋼管を用いる場合には， $c=8.0\text{N}/\text{mm}^2$ ， $\phi=0^\circ$ としてよい。

図 3.3.3-1 鋼管柱と充填コンクリート間要素の物性値
 （「複合構造標準示方書〔設計編〕」より引用に一部加筆）

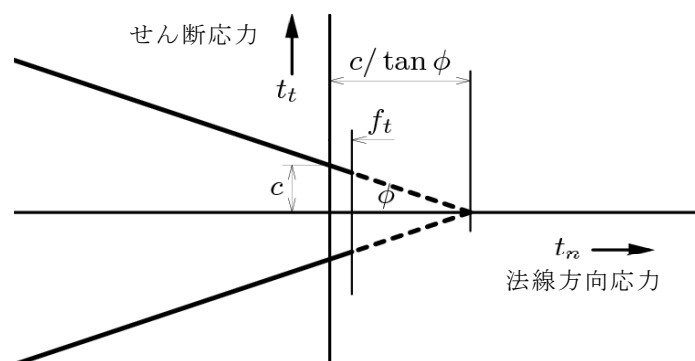


図 3.3.3-2 鋼管とコンクリート間のクーロン摩擦モデル

3.3.4 鉄筋とコンクリート間

鉄筋とコンクリート間の付着特性には図 3.3.4-1 に示す付着応力-すべり-ひずみ関係を適用する。

$$\tau_d = 0.73 f_{cd}' \frac{(\ln(1 + 5000 S / \phi))^3}{1 + 10^5 \times \varepsilon}$$

ここに、 τ_d : 鉄筋軸に沿った各点における局所付着応力 (N/mm²)

$$f_{cd}' = f_{ck}' / \gamma_c$$

f_{ck}' : コンクリートの圧縮強度の特性値 (N/mm²)

γ_c : コンクリートの材料係数

S : 検討する点における鉄筋とコンクリートの相対変位 (mm)

ϕ : 鉄筋の直径 (mm)

ε : 検討する点における鉄筋のひずみ

図 3.3.4-1 付着応力-すべり-ひずみ関係
(「コンクリート標準示方書 2012」より引用)

3.4 3次元解析モデル作成

3.4.1 解析領域の設定

杭頭載荷実験の試験体に対して3次元モデルを作成する。この解析モデルのメッシュは4ケース共通とし、対称性を考慮して試験体の半分をモデル化する。図3.4.1-1に3次元FEM解析モデルの概形を、表3.4.1-1に使用要素を示す。

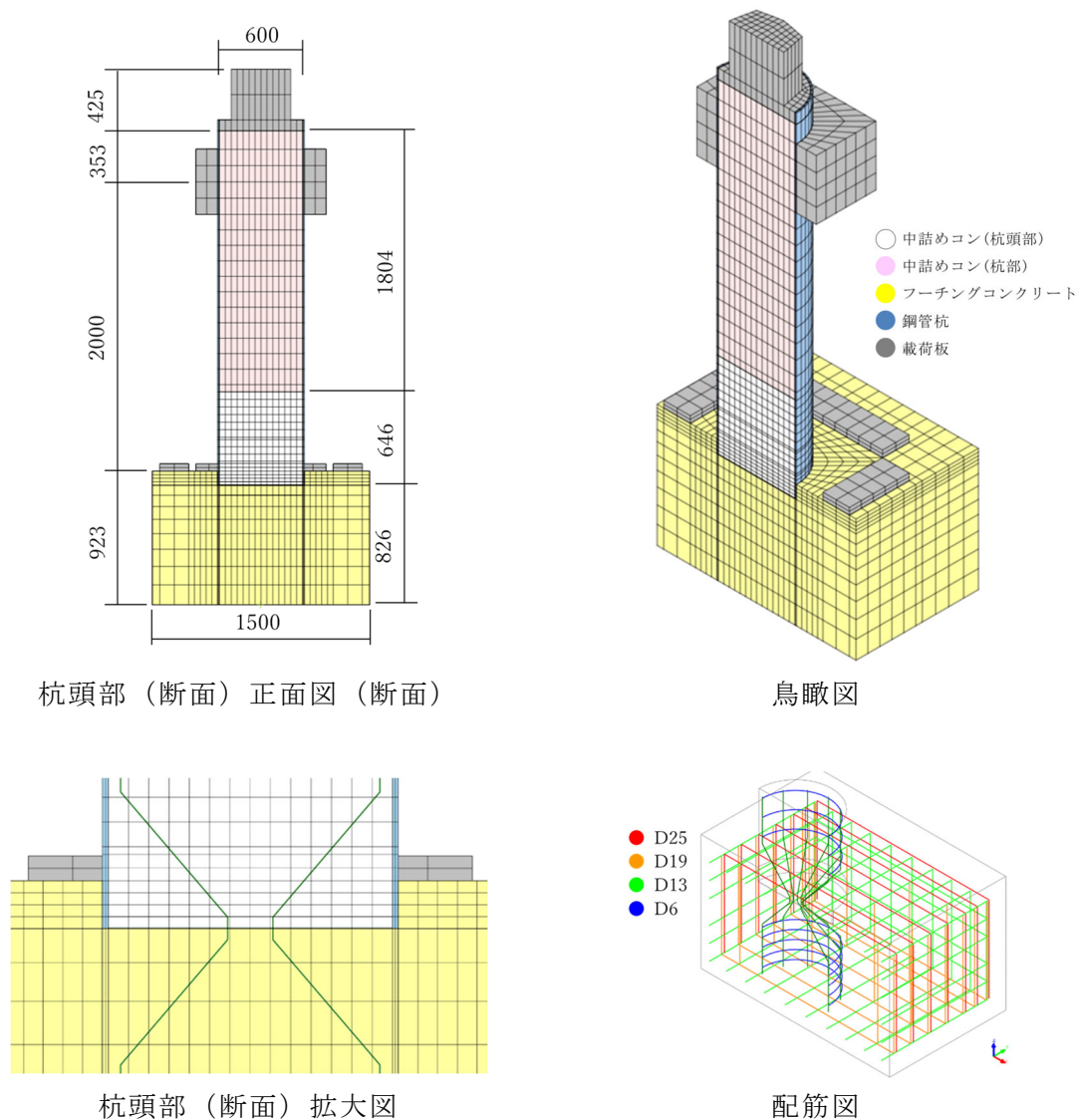


図 3.4.1-1 3次元 FEM 解析モデルの概形

表 3.4.1-1 解析モデル使用要素

部材	使用要素
中詰めコン, フーチングコンクリート 鋼管杭, 載荷板	8 節点ソリッド要素
鉄筋	埋め込み鉄筋要素 (トラス要素)
鋼管杭-コンクリート間	インターフェース要素

3.4.2 境界条件及び荷重条件

以下の条件で設定した境界条件及び荷重条件を図 3.4.2-1 に示す。

① 境界条件

モデル底面は完全拘束とし、対称面は Y 方向拘束とする。

② 荷重条件

自重+軸力+フーチング上面プレートの鉛直荷重を載荷した後、水平荷重を変位制御で漸増載荷する。

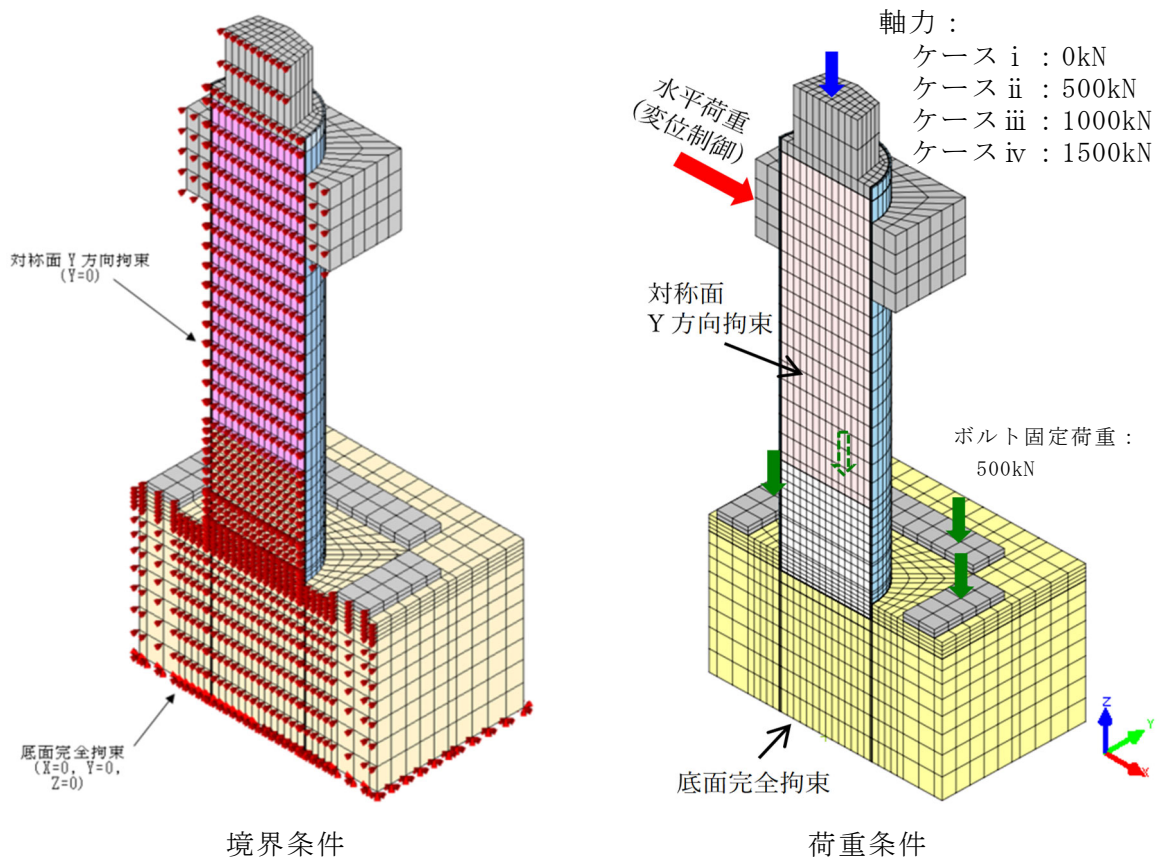


図 3.4.2-1 境界条件及び荷重条件

3.5 再現解析

実験の再現性及び結果の妥当性について検証するため、3次元静的FEM解析による再現解析を実施する。解析コードは「DIANA Ver. 10.4」を使用する。実験と同じ高さでX方向に強制変位を与えた際の反力を水平荷重として取り出す。このとき、解析モデルが半分であることを考慮し反力を2倍した値を水平荷重としている。

3.5.1 杭頭載荷実験との比較

図3.5.1-1に実験と3次元FEM解析の荷重-変位関係の比較を示す。荷重-変位関係は、実験の最大荷重レベルまでの範囲で、実験結果と概ね同じ挙動をしていると考えられる。

一方で、最大荷重レベル以降は再現できていない。「2.3.2 杭頭結合部におけるひび割れ状況」に示すように、実験では載荷側にひび割れが発生し、**おおむね杭頭結合部の鉄筋降伏荷重まで荷重低下している。この載荷側のひび割れによる不連続面の形成が解析上では再現されておらず、解析上で鉄筋が降伏していても載荷側のフーチングコンクリートが拘束し続けるため、荷重が増加し続けると考えられる。**

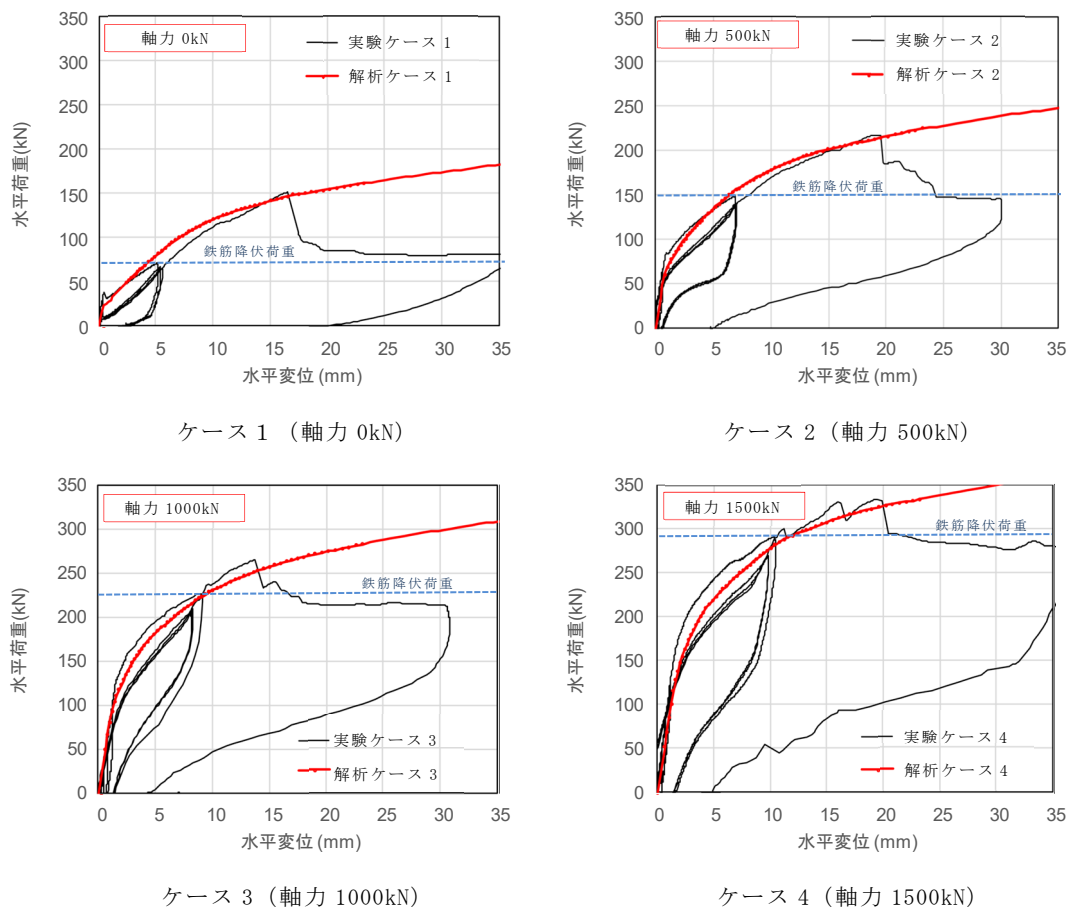


図3.5.1-1 実験と3次元FEM解析の荷重-変位関係の比較

3.6 再現解析結果

3次元静的 FEM 解析による再現解析結果は、実験結果と概ね同じ挙動をしていると考えられることから、杭頭載荷実験の力学的に想定される事象が概ね再現されていると判断する。

逆 T 擁壁の役割は「止水性の保持」であり、「おおむね弾性状態にとどまること」を性能目標にしていることから、杭頭載荷実験結果と 2次元 FEM 解析結果の杭頭結合部の応力とを比較することで、当該ひび割れが発生せず、浸水防護機能が喪失しないことを確認する。

4. 評価方針

評価対象断面，評価部位および入力地震動については，耐震計算書の「4. 耐震評価結果」のうち解析ケース①（基本ケース）において，照査結果が最も厳しい「⑤－⑤断面，S s－D（－）」とする。鋼管杭をモデル化し，鋼管杭による地震時の耐震評価への影響を確認する。

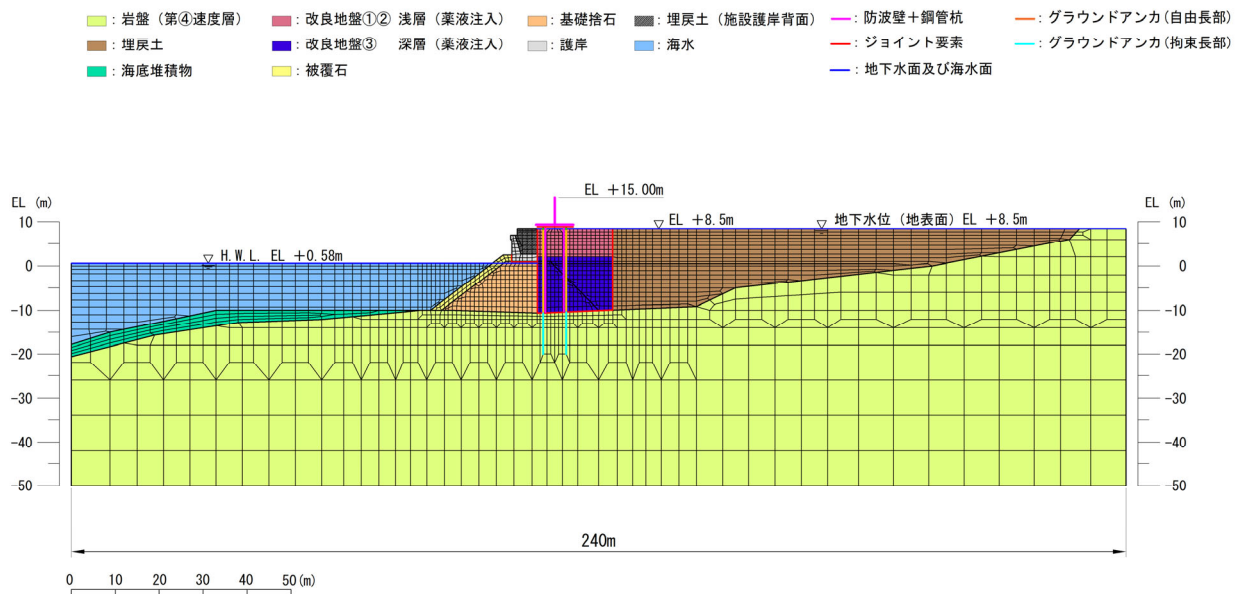


図 4-1 鋼管杭周辺の解析モデル

4.1 鋼管杭のモデル化

4.1.1 杭頭結合部

「2. 杭頭載荷実験」に示す実験結果及び「3. 3次元静的FEM解析による実験の再現解析」に示す解析結果より，鋼管杭頭部は地震時を想定した正負交番載荷重下では剛結合の挙動を示すため，杭頭結合部は「剛結合」としてモデル化を行う。

一方，杭頭載荷実験でプッシュオーバーした際には，**ヒンジ結合への移行に伴い，杭頭結合部でのひび割れの発生を確認している。**逆T擁壁の役割は「止水性の保持」であり，「おおむね弾性状態にとどまること」を性能目標にしていることから，杭頭載荷実験結果と2次元FEM解析結果の杭頭結合部の応力とを比較することで，鋼管杭の影響検討における杭頭結合部のモデルを「剛結合」とした妥当性**及び当該ひび割れが発生せず，浸水防護機能が喪失しない**ことを確認する。

4.1.2 杭支持部

表 4.1.2-1 のとおり，鋼管杭支持部は支持地盤への根入れが 0.5m と浅く，水平力に対する支持性能を期待できないと考えられるため，岩盤からのせん断抵抗に期待しないケースを実施する。

また，フーチング部への岩盤からの悪影響を考慮するため，X 方向（せん断方向）にジョイント要素を設定したケースも実施する。ジョイント要素の力学特性を図 4.1.2-1 に示し，ジョイント要素のばね定数及び物性値を表 4.1.2-2 に示す。ジョイント要素のばね定数は，解析上不安定な挙動を起さないよう十分大きな値を設定し，ジョイント要素の物性値は，「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値のうち，岩盤（凝灰岩，C_H級）の物性値を用いる。

表 4.1.2-1 杭支持部モデル化ケース

ケース	X 方向	Y 方向
1	—	ジョイント B (剥離を考慮)
2	ジョイント A (すべりを考慮)	ジョイント B (剥離を考慮)

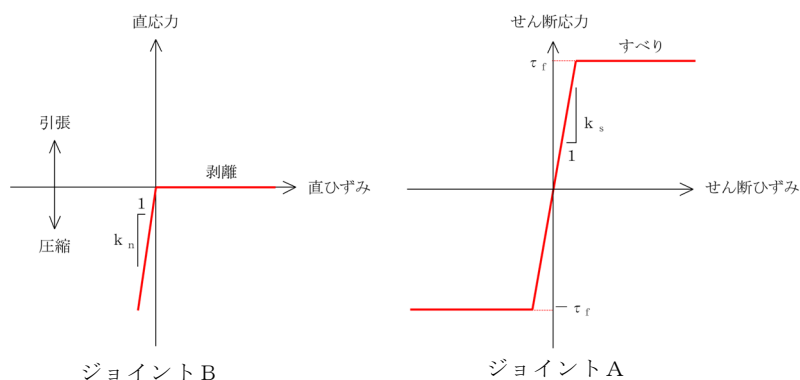


図 4.1.2-1 ジョイント要素の力学特性

表 4.1.2-2 杭支持部ジョイント要素のばね定数及び物性値

	せん断剛性 k_s [kN/m ³]	圧縮剛性 k_n [kN/m ³]	粘着力 c [kN/m ²]	内部摩擦角 ϕ [°]
ジョイント A	1.0×10^6	—	1.54	55.00
ジョイント B	—	1.0×10^6	—	—

4.1.3 鋼管杭本体

鋼管杭は線形はり要素でモデル化し，鋼管杭と埋戻土との間には，地震時に鋼管杭の間を改良地盤がすり抜ける効果を考慮するため，杭－地盤相互作用バネ要素でモデル化する。当該要素は，図 4.1.3-1 に示すとおり，鋼管杭の線形はり要素の節点と改良地盤の要素の節点を結ぶ非線形ばね要素であり，力～バネ変位関係を有する。バネ力は，杭と地盤の相対変位と地盤の状態に基づき，時々刻々と算定される。

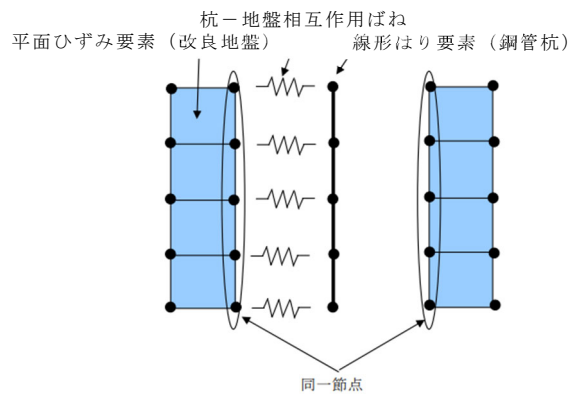


図 4.1.3-1 杭－地盤相互作用バネ要素

鋼管杭の使用材料を表 4.1.3-1 に，材料の物性値を表 4.1.3-2 に示す。また，鋼管杭モデルを図 4.1.3-2 に示す。中詰めコンクリートの剛性については考慮しない方が鋼管杭の変形が大きくなり，逆 T 擁壁の地震時応答加速度が大きくなると考えられることから，保守的に剛性は考慮せず，単位体積重量のみ考慮する。

表 4.1.3-1 使用材料

材料	諸元
鋼管杭 ϕ 1300mm	$t = 22\text{mm}$ (SKK490)
中詰めコンクリート	設計基準強度 $f'_{ck} = 18\text{N/mm}^2$ (杭部) 24N/mm^2 (杭頭結合部)

表 4.1.3-2 材料の物性値

材料	単位体積重量*1 (kN/m ³)	ヤング係数*2 (N/mm ²)	ポアソン比*3
鋼管杭 (SKK490)	77.0	2.0×10 ⁵	0.3
中詰めコンクリート	22.6	—	—

注記*1：港湾基準に記載の単位体積重量を用いる。

*2：示方書(2018) p.51 よりヤング係数を 2.0×10⁵ N/mm² とする。

*3：示方書(2018) p.43 よりポアソン比を 0.3 とする。

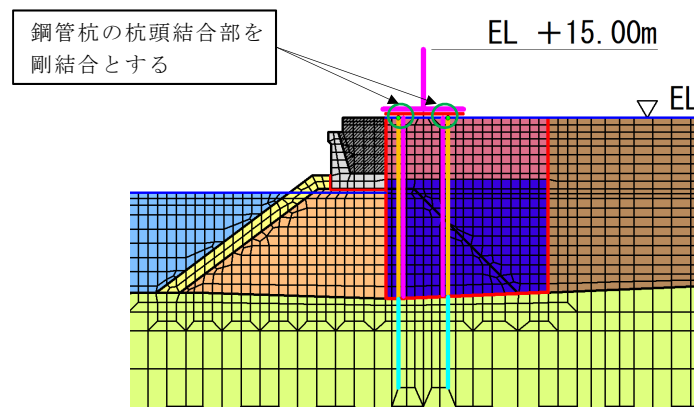


図 4.1.3-2 鋼管杭モデル

4.2 解析ケース

鋼管杭の影響検討を行う解析ケースについては、「4. 評価結果」から解析ケース①～③の結果のうち、逆T擁壁における照査値が最も厳しい「⑤-⑤断面，解析ケース①，S s-D (—)」とする。

表 4.2-1 解析ケース

	鋼管杭	解析ケース	地盤物性	
			埋戻土 (G ₀ : 初期せん断弾性係数)	岩盤 (G _d : 動せん断弾性係数)
「4. 評価結果」 にて評価済み	無	ケース① (基本ケース)	平均値	平均値
		ケース②	平均値 + 1σ	平均値
		ケース③	平均値 - 1σ	平均値
影響検討	有	ケース①	平均値	平均値

4.3 部材照査

鋼管杭による地震時の耐震評価への影響確認は、地震応答解析に基づいて算定した発生応力が「3.5 許容限界」で設定したコンクリートの許容限界を満足することに加え、鋼管杭結合部に作用する押抜きせん断応力と支圧応力が許容限界以下であることを確認する。

4.3.1 許容限界

逆 T 擁壁の許容限界は、「コンクリート標準示方書 [構造性能照査編] (土木学会, 2002 年制定)」に基づき、短期許容応力度とする。

表 4.3.1-1 逆 T 擁壁の許容限界

種別	許容応力度 (N/mm ²)		短期許容応力度* ² (N/mm ²)
	コンクリート ($f'_{ck}=24\text{N/mm}^2$)	許容押抜きせん断応力度 τ_{a1}	0.90
支圧応力度 σ_{ba} * ¹ (鋼管杭)		7.2	10.8

注記*1: コンクリート標準示方書 p.244 より支圧応力度の算出式 $\sigma_{ba}=0.3f_{ck}$ を用いて求める。

*2: 短期許容応力度は、コンクリート標準示方書より許容応力度に対し 1.5 倍の割増を考慮する。(押抜きせん断応力度については割増を行わない。)

4.3.2 断面照査

鋼管杭の影響検討として、「杭基礎設計便覧 (日本道路協会, 2007 年制定)」に基づき、押込み力に対する照査及び水平力に対する照査を行う。

(1) 押し込み力に対する照査

鋼管杭の押し込み力に対する照査は、図 4.3.2-1 に示す算定される垂直支圧応力 σ_{cv} 及び押し抜きせん断応力度 τ_v が許容限界以下であることを確認する。押し込み力に対する照査図を図 4.3.2-2 に示す。

$$\sigma_{cv} = P / (\pi D^2 / 4)$$

$$\tau_v = P / \pi (D+h) h$$

ここに、

σ_{cv} : 杭頭結合部に発生する垂直支圧応力度 (N/mm²)

τ_v : 杭頭結合部に発生する垂直押し抜きせん断応力度 (N/mm²)

P : 杭頭結合部に作用する押し込み力 (N)

D : 鋼管杭径 (mm) (=1300mm)

h : 垂直方向の押し抜きせん断に抵抗するフーチング有効高(mm)
(=1790mm)

6-3-2 照査方法

図-III.6.1, 図-III.6.2 に示す杭頭荷重に対して、次の照査を行う。

1) フーチングコンクリートの垂直支圧応力度の照査

$$\sigma_{cv} = \frac{P}{\pi D^2 / 4} \leq \sigma_{ba} \dots\dots\dots(\text{III.6.1})$$

一般的には杭の支持力、杭本体の耐力ならびにフーチングのせん断耐力等を考慮すれば、フーチングコンクリートの垂直支圧応力が問題になることはない。

図-III.6.1 方法 A による場合

図-III.6.2 方法 B による場合

2) フーチングコンクリートの押し抜きせん断応力度の照査

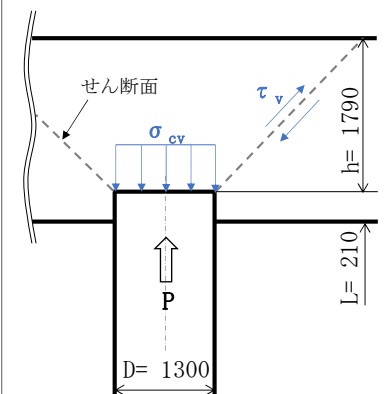
$$\tau_v = \frac{P}{\pi (D+h) h} \leq \tau_a \dots\dots\dots(\text{III.6.2})$$


図 4.3.2-1 押し込み力に対する照査

図 4.3.2-2 押し込み力に対する照査図

(「杭基礎設計便覧 2007 年」より引用に一部加筆)

(2) 水平力に対する照査

鋼管杭の水平力に対する照査は、図 4.3.2-3 に示す水平支圧応力 σ_{ch} 及び水平方向の押抜きせん断応力 τ_h が許容限界以下であることを確認する。水平力に対する照査図を図 4.3.2-4 に示す。

$$\sigma_{ch} = H/DL$$

$$\tau_h = H/h'(2L+D+2h')$$

ここに、

- σ_{ch} : 杭頭結合部に発生する水平支圧応力度 (N/mm²)
- τ_h : 杭頭結合部に発生する水平押抜きせん断応力度 (N/mm²)
- H : 杭頭結合部に作用する水平力 (N)
- D : 鋼管杭径 (mm) (=1300mm)
- L : 杭の埋込長 (mm) (=210mm)
- h' : 水平方向の押し抜きせん断に抵抗するフーチング有効厚 (=975mm)

4) フーチングコンクリートの水平支圧応力度の照査

a. 方法 A の場合

$$\sigma_{ch} = \frac{H}{Dl} + \frac{6M}{Dl^2} \leq \sigma_{ba} \dots\dots\dots(\text{III. 6. 5})$$

b. 方法 B の場合

$$\sigma_{ch} = \frac{H}{Dl} \leq \sigma_{ba} \dots\dots\dots(\text{III. 6. 6})$$

5) フーチング端部の杭に対する水平方向の押抜きせん断応力度の照査

$$\tau_h = \frac{H}{h'(2l+D+2h')} \leq \tau_a \dots\dots\dots(\text{III. 6. 7})$$

図 4.3.2-3 水平力に対する照査

(「杭基礎設計便覧 2007 年」より引用に一部加筆)

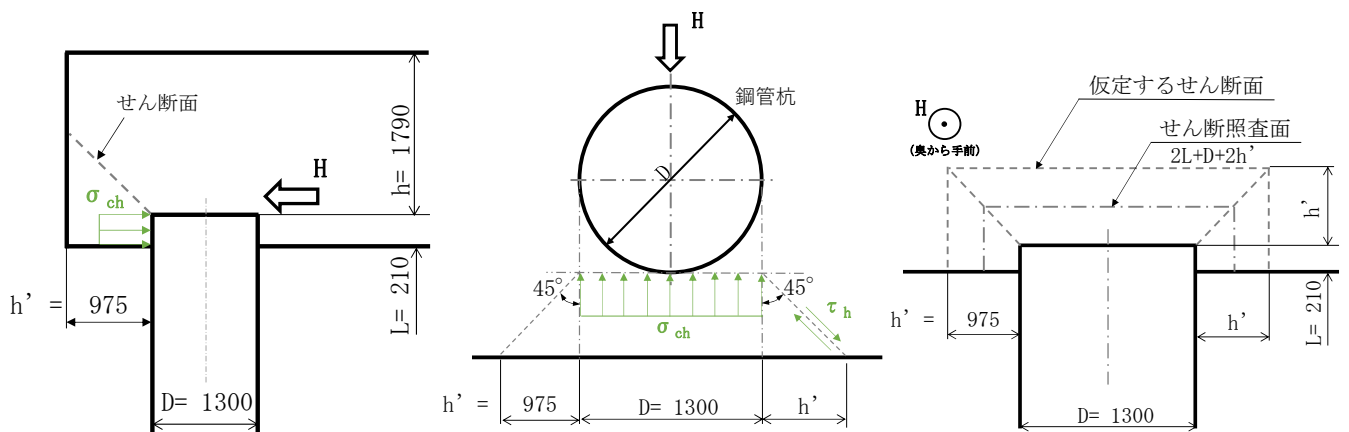


図 4.3.2-4 水平力に対する照査図

(参考) 2-34

5. 評価結果

5.1 鋼管杭をモデル化した耐震評価

(1) 逆 T 擁壁への影響について

杭頭部を剛結合とした 2 次元 FEM 解析結果に対する底版及び杭頭結合部の照査結果を表 5.1-1 及び表 5.1-2 に示す。いずれの部材においても照査値が許容値を満足しており、基準地震動 S_s に対し、鋼管杭を残置することによる防波壁（逆 T 擁壁）の浸水防護機能を喪失するような悪影響はないことを確認した。

表 5.1-1 2 次元 FEM 解析に対する部材照査結果
(杭支持部：岩盤からのせん断抵抗に期待しないケース)

		(N/mm ²)	許容応力度 (N/mm ²)	照査値	
底版	曲げ・ 軸力	(σ_c) 2.5	(σ_{ca}) 13.5	σ_c / σ_{ca}	0.186
		(σ_s) 89.9	(σ_{sa}) 294	σ_s / σ_{sa}	0.306
	せん断	(τ) 0.57	(τ_a) 0.67	τ / τ_a	0.851
杭頭 結合部	押込み力 に対する 照査	(σ_{cv}) 2.1	(σ_{ba}) 10.8	$\sigma_{cv} / \sigma_{ba}$	0.195
		(τ_v) 0.16	(τ_{va}) 0.90	τ_v / τ_{va}	0.178
	水平力 に対する 照査	(σ_{ch}) 4.0	(σ_{ba}) 10.8	$\sigma_{ch} / \sigma_{ba}$	0.371
		(τ_h) 0.31	(τ_{ha}) 0.90	τ_h / τ_{ha}	0.345

表 5.1-1 について、「3.5.1 解析モデル (3) 構造物のモデル化」に記載のとおり、照査位置を部材端部に変更したことに伴い、軸力及びせん断力の抽出位置を部材端部に変更したことから、曲げ・軸力系及びせん断の応力度及び照査値を見直し中（追而）。

表 5.1-2 2次元 FEM 解析に対する部材照査結果
 (杭支持部：X 方向（せん断方向）にジョイントを設定したケース)

		応力度 (N/mm ²)	許容応力度 (N/mm ²)	照査値	
底版	曲げ・ 軸力	(σ_c) 2.5	(σ_{ca}) 13.5	σ_c / σ_{ca}	0.186
		(σ_s) 87.8	(σ_{sa}) 294	σ_s / σ_{sa}	0.299
	せん断	(τ) 0.58	(τ_a) 0.67	τ / τ_a	0.866
杭頭 結合部	押込み力 に対する 照査	(σ_{cv}) 2.1	(σ_{ba}) 10.8	$\sigma_{cv} / \sigma_{ba}$	0.195
		(τ_v) 0.16	(τ_{va}) 0.90	τ_v / τ_{va}	0.178
	水平力 に対する 照査	(σ_{ch}) 4.1	(σ_{ba}) 10.8	$\sigma_{ch} / \sigma_{ba}$	0.380
		(τ_h) 0.31	(τ_{ha}) 0.90	τ_h / τ_{ha}	0.345

表 5.1-2 について、「3.5.1 解析モデル (3) 構造物のモデル化」に記載のとおり、照査位置を部材端部に変更したことに伴い、軸力及びせん断力の抽出位置を部材端部に変更したことから、曲げ・軸力系及びせん断の応力度及び照査値を見直し中（追而）。

(2) 改良地盤への影響について

鋼管杭の変位による改良地盤への影響を局所安全係数分布図により確認する。評価時刻については、鋼管杭の変位が最大となる時刻において、改良地盤への影響が最も大きくなると考えられるため、鋼管杭の杭頭部と杭支持部の相対変位が最大となる時刻とした。

図 5.1-1 に示す局所安全係数分布図より、引張強度に達した要素は局所的であり、おおむね健全であることから、鋼管杭を残置することによる防波壁（逆 T 擁壁）の浸水防護機能を喪失するような悪影響はないと判断する。

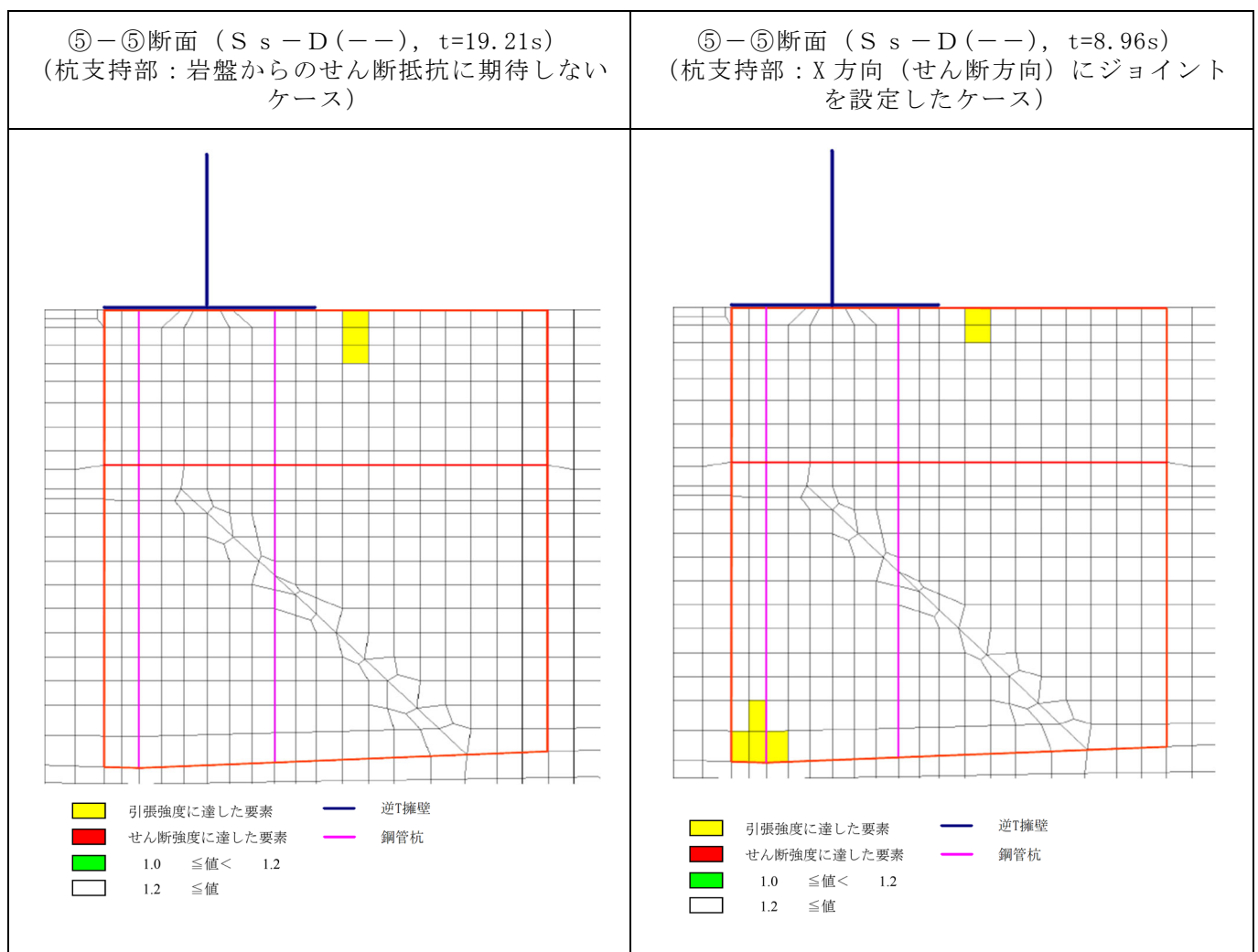


図 5.1-1 鋼管杭をモデル化した改良地盤の局所安全係数分布
(杭頭部と杭支持部の変位が最大である時刻)

5.2 杭頭結合部での応力比較

「2. 杭頭載荷実験」に示す試験結果と2次元FEM解析結果の杭頭結合部の応力とを比較することで、鋼管杭の影響検討において杭頭結合部のモデルを「剛結合」とした妥当性及びヒンジ結合への移行に伴うひび割れが発生せず、浸水防護機能が喪失しないことを確認する。応力の比較に用いる杭頭拘束モーメントの算定方法を以下に示す。

(1) 杭頭拘束モーメントの算定方法

2次元FEM解析結果（FLIP）から得られる杭頭部の断面力から杭頭部の状態を評価するために、載荷実験結果から「軸力-杭頭拘束モーメント関係」について整理する。ここで「杭頭拘束モーメント」とは、載荷実験における水平荷重に図5.2-1に示す載荷点と杭頭部間のアーム長2.097mを乗じ、軸力による付加モーメント（軸力×水平変位）を加算することで算出したモーメントを指す。

$$\text{杭頭拘束モーメント} = \text{水平荷重} \times 2.097\text{m} + \text{軸力} \times \text{水平変位}$$

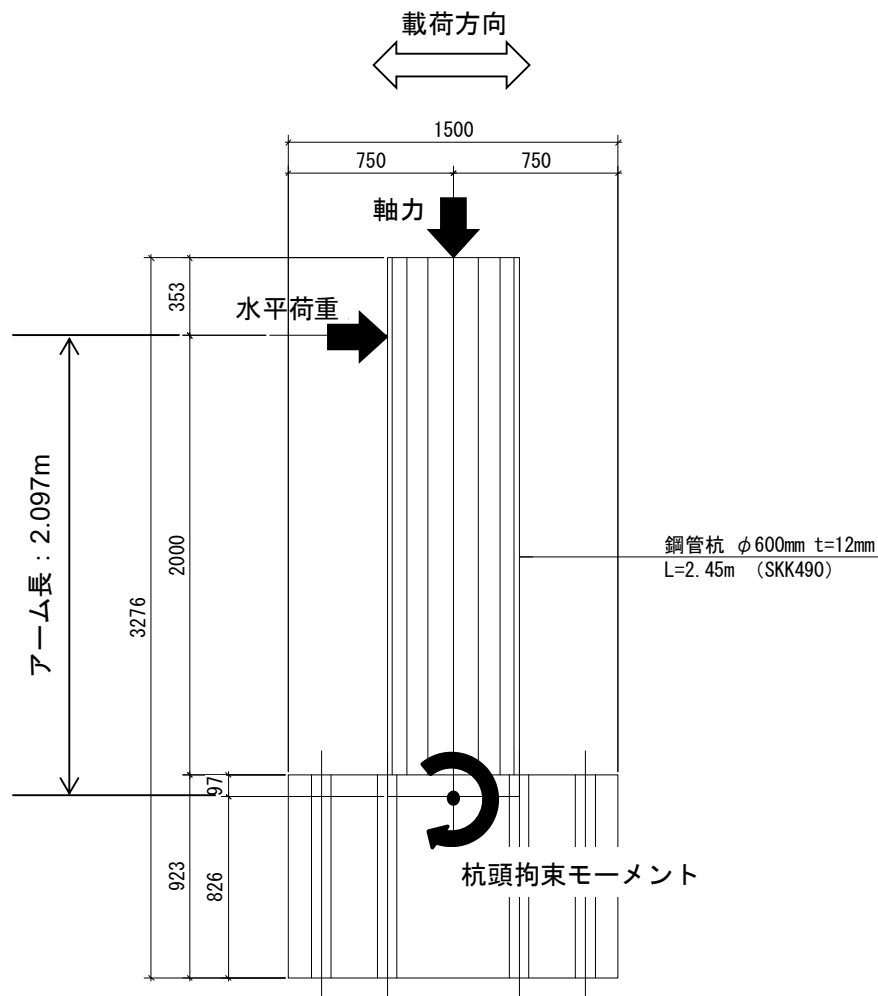


図 5.2-1 供試体側面図

(参考) 2-38

杭頭部がヒンジ結合に移行した際の杭頭拘束モーメントは、図 5.2-2 に示す杭頭載荷実験結果のうち、保守的に水平荷重が低下し荷重を保持したまま変位が進行し始めた時 (①) と、実験終了時 (②) の水平荷重及び水平変位の平均値を用いて算出するものとする。ヒンジ結合移行時の杭頭拘束モーメントの算出結果を表 5.2-1 に示す。

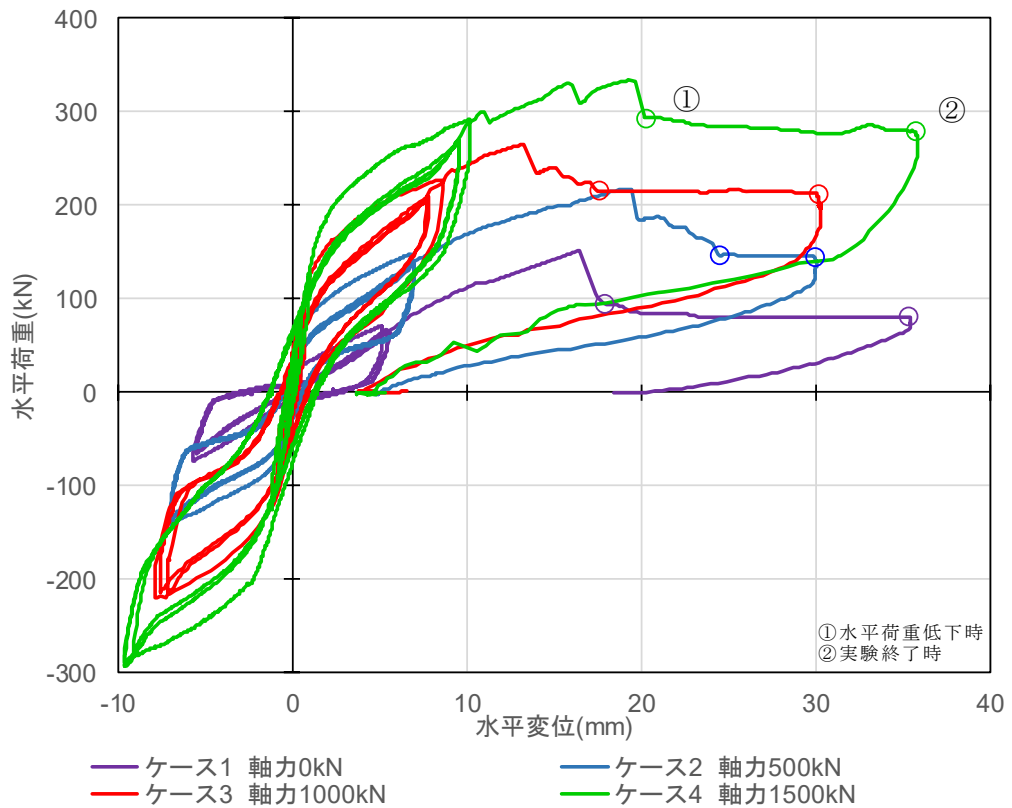


図 5.2-2 杭頭載荷実験結果 (水平荷重-水平変位関係) ヒンジ結合移行時

表 5.2-1 ヒンジ結合移行時の杭頭拘束モーメント (実験値)

ケース	軸力	①水平荷重低下時		②実験終了時		平均		アーム長	杭頭拘束 モーメント
		水平荷重	水平変位	水平荷重	水平変位	水平荷重	水平変位		
—	—	kN	mm	kN	mm	kN	mm	m	kN・m
1	0	95.2	17.87	80.9	35.29	88.1	26.58	2.097	185
2	500	146.9	24.49	145.6	29.93	146.3	27.21	2.097	320
3	1000	216.0	17.56	212.8	30.11	214.4	23.84	2.097	473
4	1500	294.0	20.24	279.5	35.68	286.8	27.96	2.097	643

試験では軸力を引張方向に載荷していないことから、軸方向引張側の「軸力－杭頭拘束モーメント関係」を補完する。

図 5.2-3 に軸方向耐力と曲げ耐力の関係（M-N 曲線）を示す。試験で求めた軸力（圧縮）－曲げモーメント関係は、杭頭結合部の耐力を現す曲線であることから、図 5.2-3 の関係を用い、 $M=0$ の時の軸力耐力を算定し、軸方向引張側の軸力（引張）－曲げモーメント関係の補完を行う。

軸引張耐力の算定式を以下に示す。このとき、コンクリートの引張強度を 0 としており、算定対象断面は杭頭載荷実験の試験体の杭頭結合部としている。図 5.2-4 に対象断面とする杭頭部断面の模式図を示す。

$$N_t = -n \times A_s \times f_y$$

$$= -552 \text{ (kN)}$$

ここに、

N_t : 軸引張耐力 (kN)

n : 杭頭結合鉄筋の本数 (12 本)

A_s : 杭頭結合鉄筋 1 本あたりの断面積 (mm^2)

(=D13 : 126.7 mm^2)

f_y : 杭頭結合鉄筋の降伏強度 (N/mm^2)

(=D13 : 363 N/mm^2)

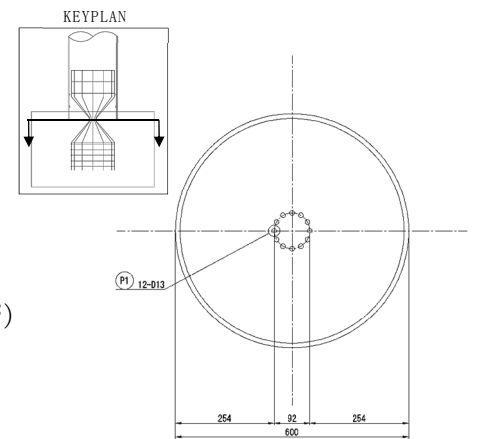


図 5.2-4 杭頭部断面の模式図

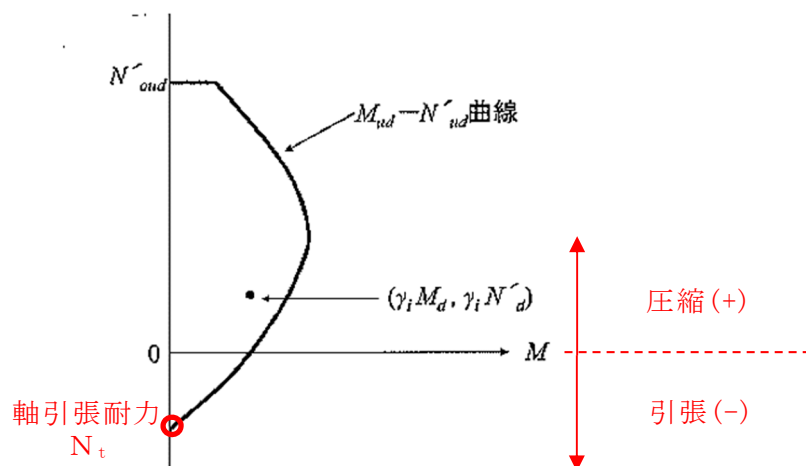


図 5.2-3 軸方向耐力と曲げ耐力の関係

(コンクリート標準示方書「設計編」2012 より抜粋に加筆)

表 5.2-1 で求めた杭頭載荷実験値の軸力，杭頭拘束モーメント及び軸引張耐力を実構造物のスケールに換算する。表 5.2-2 に軸力及び杭頭拘束モーメントを示す。杭頭載荷実験の縮尺 $\alpha = 6/13$ より，実構造物換算値の軸力は実験値の $\alpha^2 = (13/6)^2$ 倍とし，モーメントは $\alpha^3 = (13/6)^3$ 倍としている。図 5.2-5 に換算した軸力－杭頭拘束モーメント関係を示す。

表 5.2-2 軸力及び杭頭拘束モーメント

ケース	実験値		実構造物換算値	
	軸力 (kN)	杭頭拘束 モーメント (kN・M)	軸力 (kN)	杭頭拘束 モーメント (kN・M)
(縮尺)	×1	×1	×(13/6) ²	×(13/6) ³
1	0	185	0	1882
2	500	320	2347	3255
3	1000	473	4697	4811
4	1500	643	7042	6540
—	-552	0	-2591	0

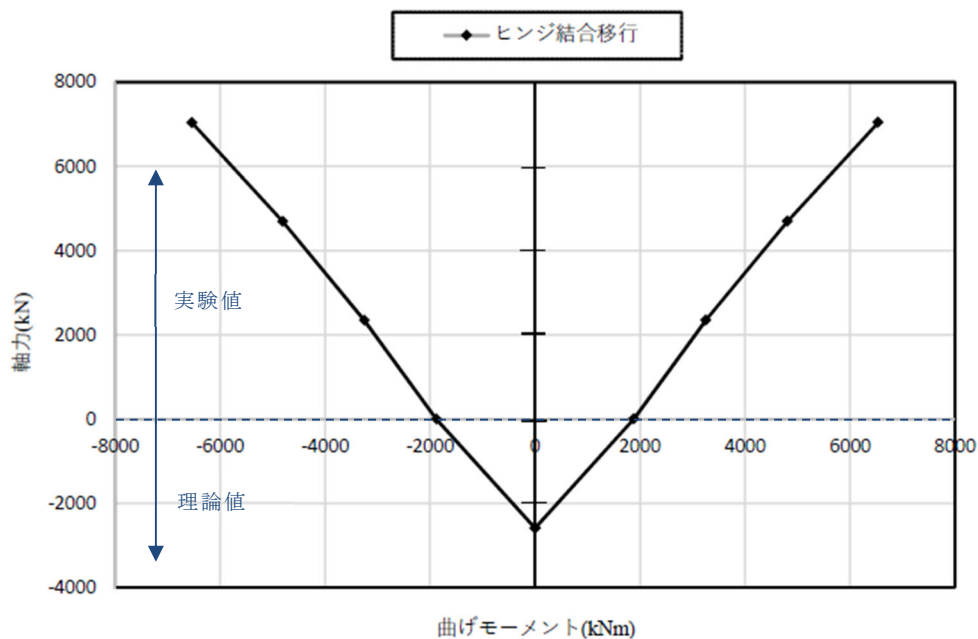


図 5.2-5 軸力－杭頭拘束モーメント関係（実構造物換算）

(2) 解析結果との比較による応力状態の確認

「2. 杭頭載荷実験」に示す試験結果と2次元FEM解析結果の杭頭結合部の応力とを比較することで、鋼管杭の影響検討において杭頭結合部のモデルを「剛結合」とした妥当性及びヒンジ結合への移行に伴うひび割れが発生せず、浸水防護機能が喪失しないことを確認する。

実験結果におけるヒンジ結合移行時の杭頭結合部の曲げモーメントを図5.2-6に示す。解析結果を図5.2-6にプロットした結果、2次元動的FEM解析結果から得られた軸力及び発生モーメントは、実験結果から得られたヒンジ結合に移行する応力状態に達していないため、杭頭部はヒンジ結合に移行していないと考えられる。

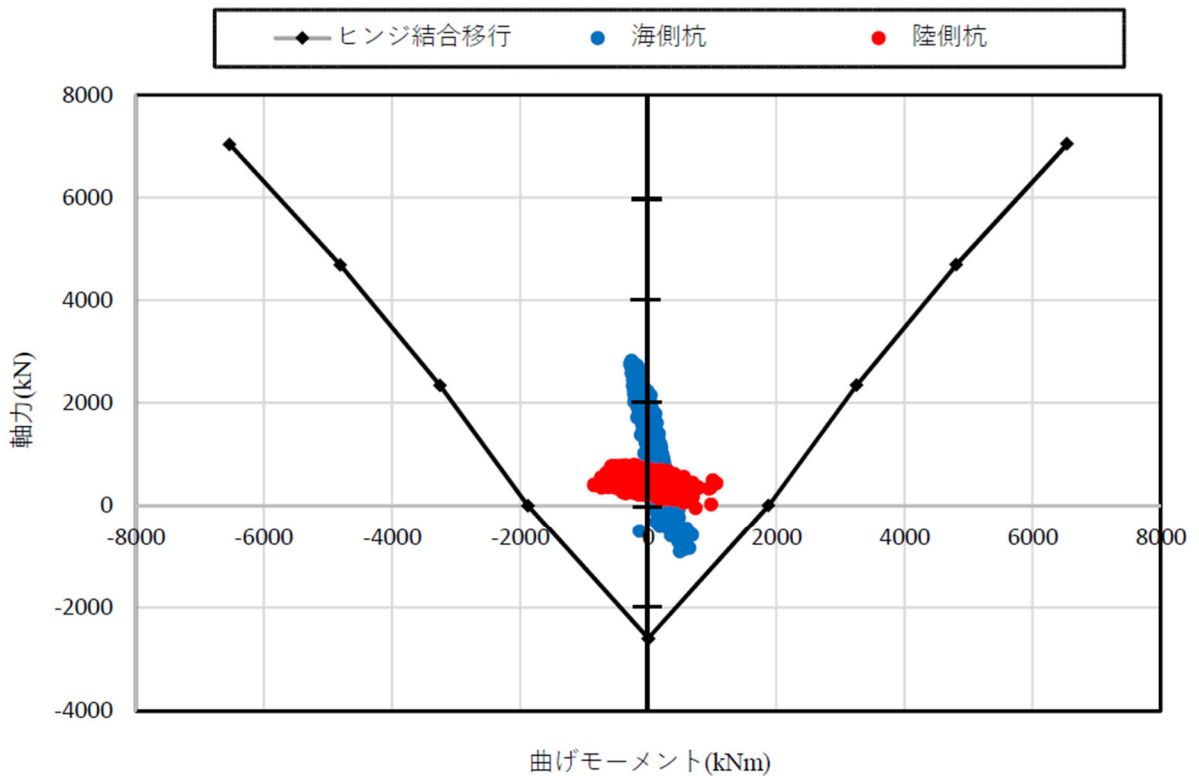


図 5.2-6 杭頭載荷実験結果と2次元FEM解析結果の応力比較

5.2.3 杭頭結合部の応力比較結果

杭頭載荷実験結果と2次元動的FEM解析結果の杭頭結合部の発生応力を比較した結果、2次元動的FEM解析結果から得られた軸力及び発生モーメントは、実験結果から得られたヒンジ結合に移行する応力状態に達していないことを確認したため、鋼管杭の影響検討における杭頭結合部のモデルを「剛結合」としたことは妥当であり、鋼管杭を残置することによる防波壁（逆T擁壁）の浸水防護機能が喪失するような悪影響はないと判断する。

5.3 まとめ

鋼管杭をモデル化した2次元動的FEM解析による耐震評価を実施した結果、照査値が許容値を満足しており、鋼管杭を残置することによる防波壁（逆T擁壁）の浸水防護機能を喪失するような悪影響はないことを確認した。

また、杭頭載荷実験結果と2次元動的FEM解析結果の杭頭結合部の発生応力を比較した結果、2次元動的FEM解析結果から得られた軸力及び発生モーメントは、実験結果から得られたヒンジ結合に移行する応力状態に達していないことを確認したため、ヒンジ結合への移行に伴うひび割れが発生せず、浸水防護機能が喪失するような悪影響はないと判断する。

(参考資料 3) 改良地盤①～③の物性値の設定方法について

1. 概要

防波壁（逆 T 擁壁）の耐震評価に必要な地盤の物性値は，添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」において説明している。

防波壁（逆 T 擁壁）の耐震評価の前提となる改良地盤①～③の内的安定評価に必要な物性値について，室内試験の結果を踏まえ新たに設定したことから，説明を行う。

2. 地盤の物性値

地盤の物性値は、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。改良地盤①～③の物性値のうち、引張強度及び残留強度(粘着力、内部摩擦角)については、室内試験の結果等を踏まえて設定する。

本章では、当該試験結果及び物性値の設定について説明する。図 2-1 及び図 2-2 に改良地盤①～③の配置図を示す。

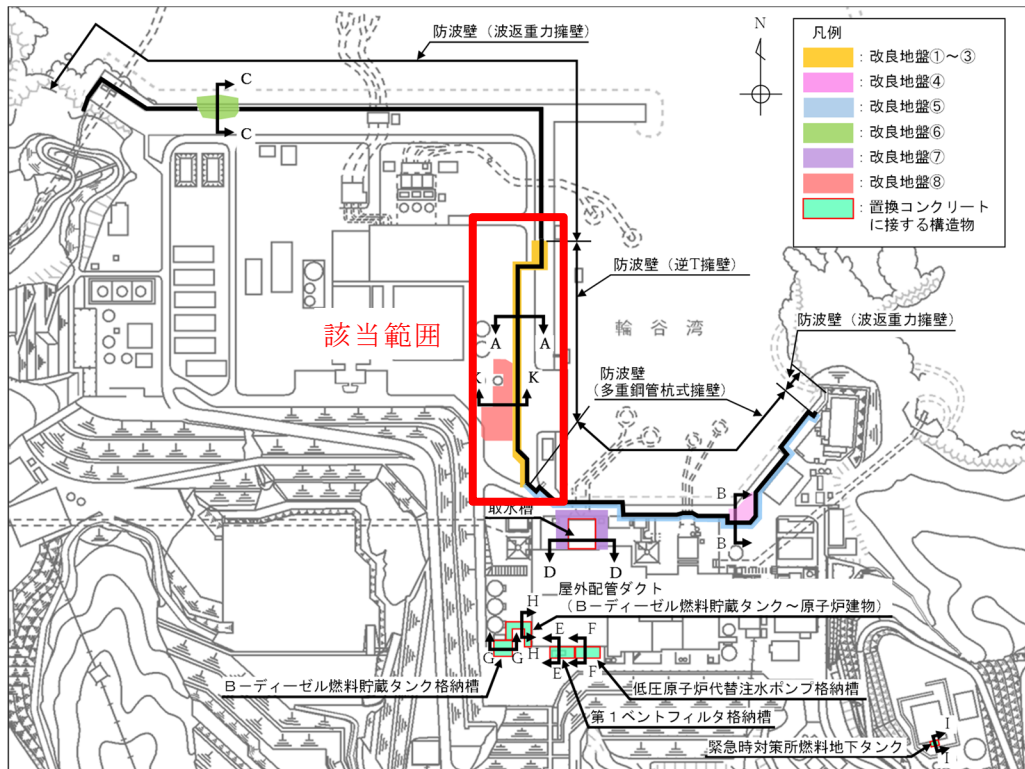


図 2-1 改良地盤①～③の平面配置図

(単位 : m)

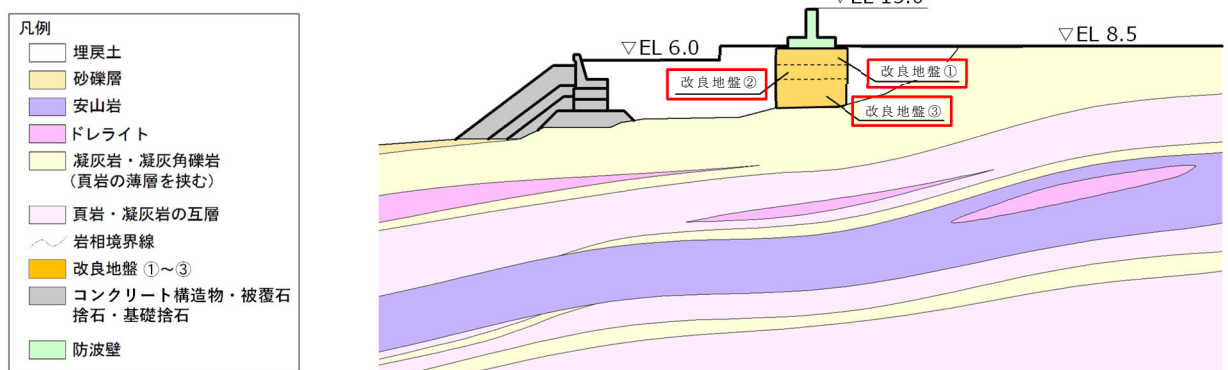


図 2-2 改良地盤①～③の配置図

(防波壁 (逆 T 擁壁), A-A 断面)

(参考) 3-2

2.1 室内試験を踏まえた解析用物性値の設定

2.1.1 試験方法

室内試験は、地盤工学会（JGS）の試験基準に基づき実施する。供試体は添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」で示した室内配合試験によって作成されたものを用いる。

表 2.1.1-1 改良地盤①～③の改良地盤の試験項目

項目	規格・基準名称	試験規格	必要試験数量
引張強度	岩石の圧裂引張り試験方法	JGS 2551	3以上
残留強度 (粘着力, 内部摩擦角)	土の圧密非排水三軸圧縮試験方法	JGS 0523	3以上

2.1.2 解析用物性値の設定方法

(1) 残留強度

残留強度については、VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に記載のせん断強度の設定に用いた三軸圧縮試験結果において、せん断破壊後のせん断強さを用いて設定を行う。

(2) 引張強度 σ_t

引張強度については、文献調査を実施し、圧裂引張試験結果と比較検討して保守的な物性値を設定する。

「薬液注入工法における施工管理に関する研究（その3）（1984）」（以下「川地ら(1984)」という。）によると、引張強度 σ_t と一軸圧縮強度 q_u の関係にはバラツキはあるものの一定の相関性が認められるとされている。また、固結砂の特性に関する検討をする中で、表 2.1.2-1 に示すように注入材によって固結された砂の特性値が示されており、引張強度と一軸圧縮強度の関係は $\sigma_t = q_u \times 0.11 \sim 0.28$ となっている。

表 2.1.2-1 水ガラス濃度 50%の固結砂についての特性値
（「川地ら（1984）」より引用に一部加筆修正）

		川 砂		珪 砂	
		瞬 結	緩 結	瞬 結	緩 結
一軸圧縮試験	圧縮強度 q_u kgf/cm ²	1.60	1.80	1.75	4.23
	破壊ヒズミ ϵ %	1.2	1.1	1.4	0.8
	変形係数 E_{30} kgf/cm ²	118	310	295	547
試三軸圧縮試験	粘着力 C kgf/cm ²	0.33	0.1~1.1	0.33~0.57	0.33~0.70
	内部摩擦角 ϕ	34°~41°50'	42°10'~49°50'	34°20'~41°50'	41°50'~52°30'
	圧裂引張強度 σ_T kgf/cm ²	0.45 <small>= 0.28 × q_u</small>	0.46 <small>= 0.25 × q_u</small>	0.25 <small>= 0.14 × q_u</small>	0.46 <small>= 0.11 × q_u</small>
	注入前の間隙率	32.1%		37.5%	

「弾性波試験を用いた薬液注入材による改良土の強度発現機構に関する検討 (2020)」(以下「佐々木ら(2020)」という。)では、その検討の中で、表 2.1.2-2 に示すように薬液注入による砂層の改良地盤の引張強度や一軸圧縮強度等の特性値を示している。引張強度と一軸圧縮強度の関係は $\sigma_t = q_u \times 0.1 \sim 0.12$ となっている。

表 2.1.2-2 珪砂 6 号を用いたサンドゲルの物理・力学特性
(「佐々木ら(2020)」より引用に一部加筆修正)

C_s	day	ρ_{sg}	q_{usg}^{*1}	ε_{sg}	E_{50sg}	σ_{tsg}^{*2}
6	1	1.91	209	1.28	19.8	21.6
	3	1.91	214	1.28	18.8	26.9
	7	1.91	220	1.25	19.5	28.1
	14	1.90	237	1.34	21.1	32.3
	28	1.91	253	1.42	21.2	31.4 = 0.12 × q_{usg}
9	1	1.90	279	1.37	23.2	33.4
	3	1.91	323	1.41	28.6	39.8
	7	1.90	352	1.44	30.7	43.3
	14	1.90	373	1.44	33.6	43.8
	28	1.91	374	1.23	38.2	43.5 = 0.12 × q_{usg}
12	1	1.93	389	1.35	31.8	48.7
	3	1.93	465	1.18	42.2	46.6
	7	1.93	512	1.21	49.1	47.7
	14	1.93	569	1.56	40.5	57.5
	28	1.93	580	1.39	52.6	57.7 = 0.10 × q_{usg}

注記*1: $q_{usg} \Rightarrow$ 一軸圧縮強度 (= q_u)

*2: $\sigma_{tsg} \Rightarrow$ 引張強度 (= σ_t)

これらの文献を踏まえ、保守的に $\sigma_t = q_u \times 0.1$ の関係を用いて一軸圧縮強度から引張強度を算定する。一軸圧縮強度の算定に用いる地盤の物性値は保守的になるよう、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している解析用物性値を用い、 $q_u = 2c \times \tan(45^\circ + \phi/2)$ より算定する。

また、この文献による算定値と試験値を比較し、保守的な値を引張強度に採用する。

2.1.3 解析用物性値の設定

(1) 試験結果

改良地盤①～③の室内試験における試験数量を表 2.1.3-1 に示す。また、試験結果を表 2.1.3-2、図 2.1.3-1 及び図 2.1.3-2 に示す。

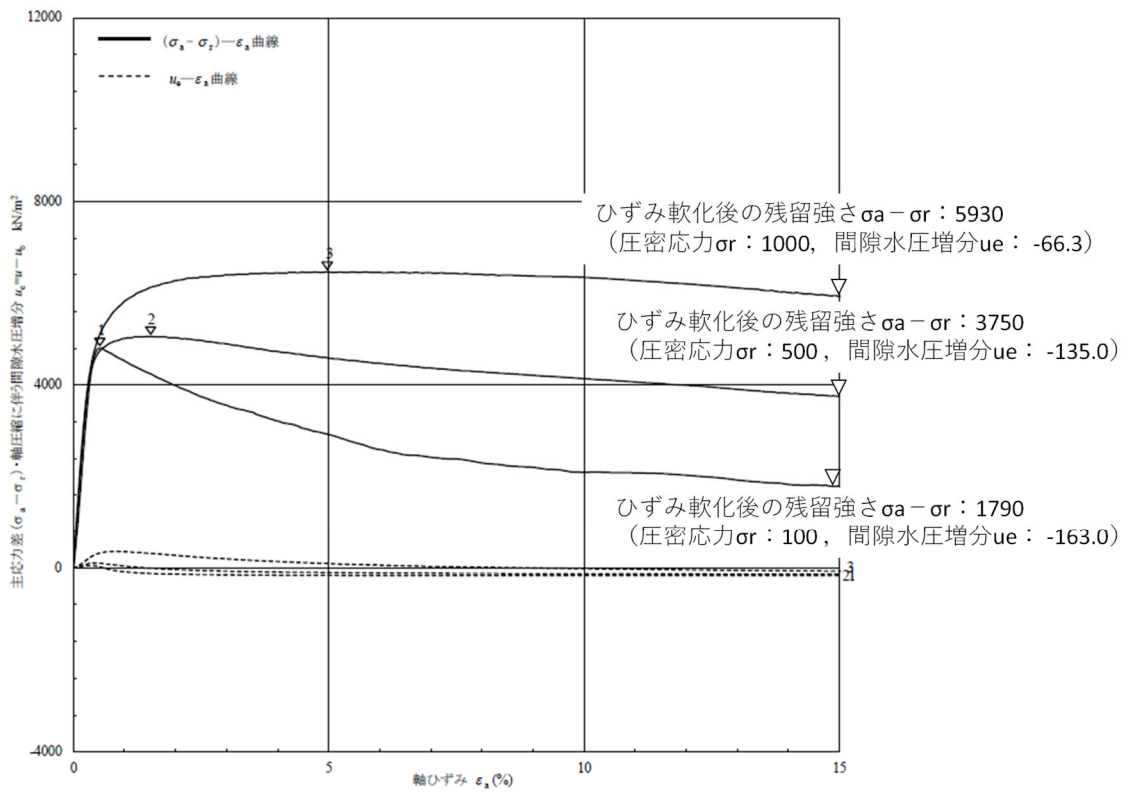
残留強度については、図 2.1.3-1 に示す三軸圧縮試験により得られた軸差応力-軸ひずみ関係において、せん断破壊・ひずみ軟化後の残留強さを用い、図 2.1.3-2 に示すモールの応力円を描き、粘着力及び内部摩擦角を求めた。

表 2.1.3-1 改良地盤①～③の室内試験における試料数量

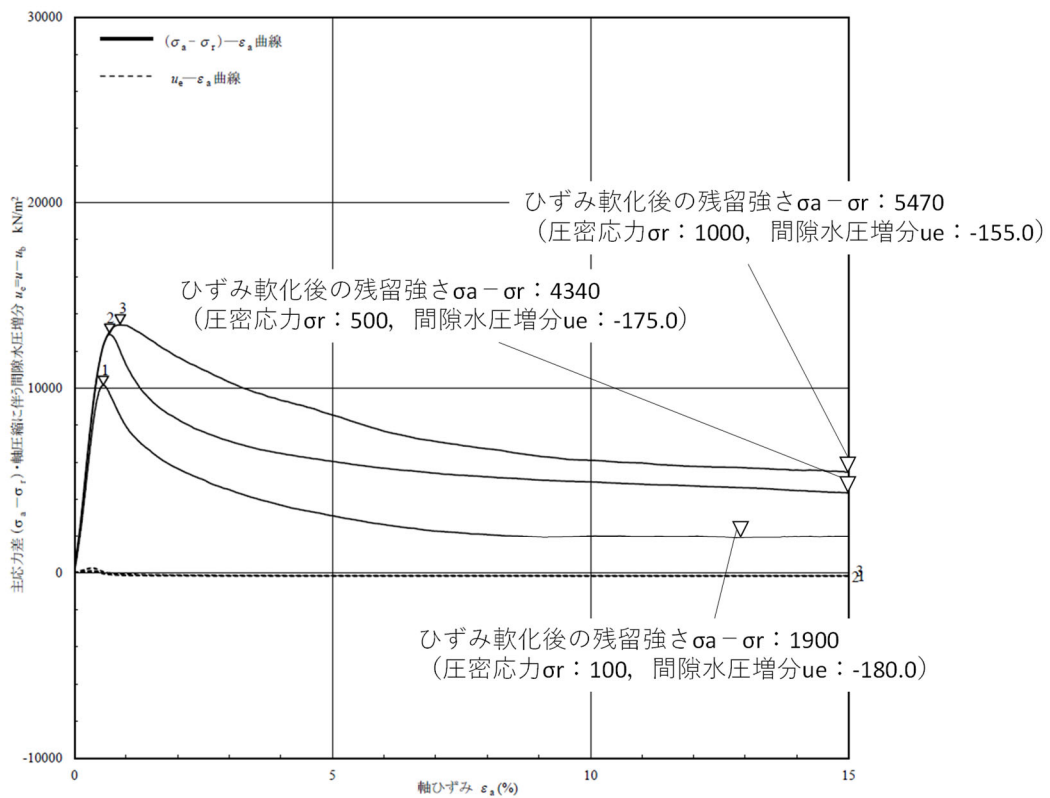
項目	規格・基準名称	試験規格	試験数量	
			供試体 1 (W/C=200%) 改良地盤③	供試体 2 (W/C=300%) 改良地盤 ①・②
引張強度	岩石の圧裂引張り試験方法	JGS 2551	3	3
残留強度 (粘着力, 内部摩擦角)	土の圧密非排水三軸圧縮試験方法	JGS 0523	3	3

表 2.1.3-2 改良地盤①～③における圧裂引張試験結果

地盤	引張強さ σ_t [kN/m ²]	平均値
改良地盤①・②	775	998
	1170	
	1050	
改良地盤③	1340	1460
	1540	
	1490	



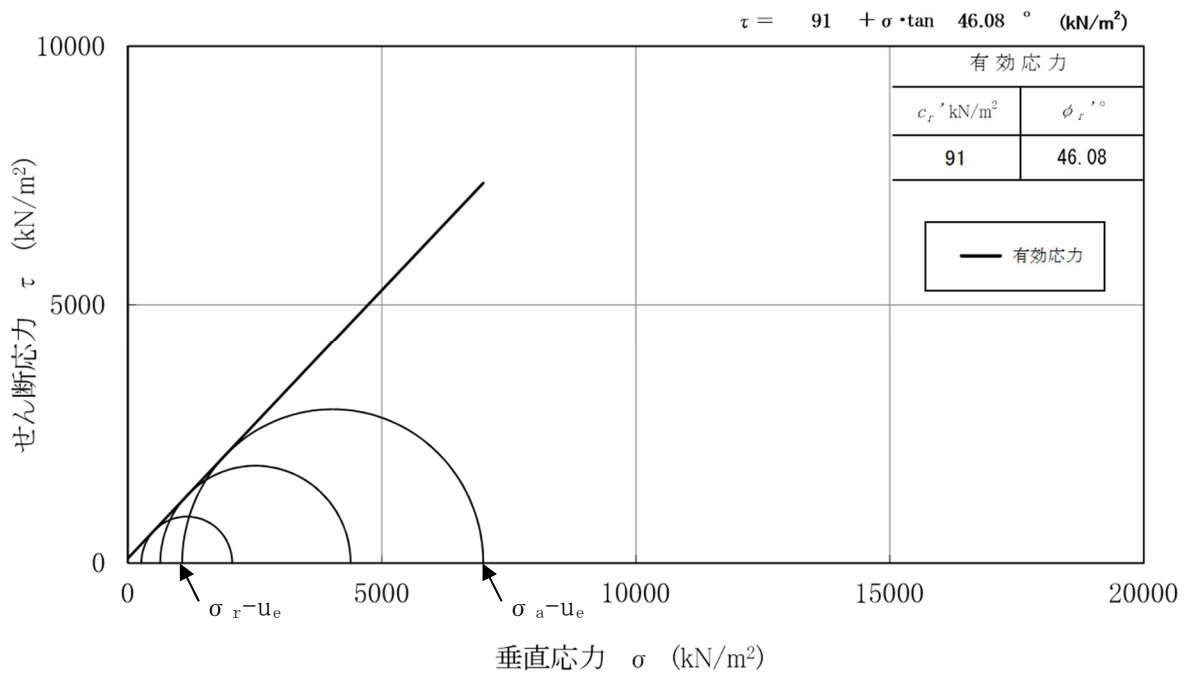
(1) 改良地盤①・②の軸差応力－軸ひずみ関係



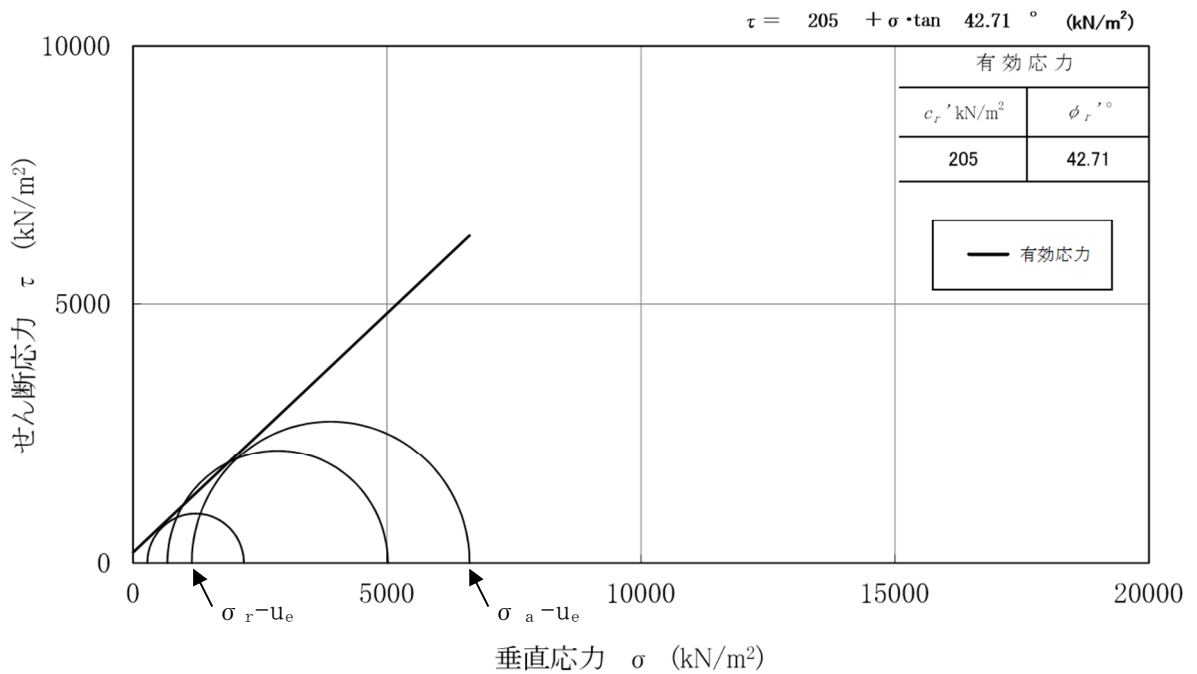
(2) 改良地盤③の軸差応力－軸ひずみ関係

図 2.1.3-1 三軸圧縮試験における軸差応力－軸ひずみ関係

(参考) 3-7



(1) 改良地盤①・②の三軸圧縮試験結果



(2) 改良地盤③の三軸圧縮試験結果

図 2.1.3-2 改良地盤①～③における三軸圧縮試験結果

(2) 解析用物性値の設定

[残留強度]

室内試験の結果を踏まえた残留強度の物性値を表 2.1.3-3 に示す。

表 2.1.3-3 残留強度の物性値

	粘着力 c' [kN/m ²]	内部摩擦角 ϕ' [°]
改良地盤①・②	91	46.08
改良地盤③	205	42.71

[引張強度 σ_t]

文献による算定値と圧裂引張試験における試験値の比較を表 2.1.3-4 に示す。引張強度が小さいほうが保守的になることから、引張強度は文献による算定値を採用する。

表 2.1.3-4 文献による算定値と圧裂引張試験における試験値の比較 (引張強度)

	文献による算定値			試験値
	解析用物性値		一軸圧縮強度 q_u [kN/m ²]	引張強度 σ_t [kN/m ²]
	粘着力 c [kN/m ²]	内部摩擦角 ϕ [°]		
改良地盤①・②	628	38.00	2580	258 採用
改良地盤③	1140	40.54	4950	495 採用

2.2 改良地盤の物性値

以上を踏まえ、改良地盤①～③の物性値を表 2.2-1 に、その設定根拠を表 2.2-2 に示す。

表 2.2-1 改良地盤①～③の解析用物性値

		解析用物性値	
		改良地盤①・②	改良地盤③
残留強度	粘着力 c' [kN/m ²]	91	205
	内部摩擦角 ϕ' [°]	46.08	42.71
引張強度	σ_t [kN/m ²]	258	495

表 2.2-2 改良地盤①～③における解析用物性値の設定根拠

		設定根拠 (改良地盤①・②及び改良地盤③は共通)
残留強度	粘着力 c' [kN/m ²]	室内試験結果を踏まえた粘着力を設定
	内部摩擦角 ϕ' [°]	室内試験結果を踏まえた内部摩擦角を設定
引張強度	σ_t [kN/m ²]	薬液注入による改良地盤に関する文献より、 保守的に設定した算定式から求まる引張強度 と比較して、圧裂引張試験における引張強度 が上回ることから、文献による算定値を設定