

**既設地中構造物・基礎杭に対する
耐震対策のための作用と構造性能の評価の高度化**

河村 精一

目 次

第 1 章 序論	1
1.1 研究の背景	1
1.2 既設地中構造物・基礎杭の作用と構造性能評価の現状と課題	6
(1)評価のための解析技術の現状	6
(2)鉄筋コンクリート製地中構造物の評価の現状と課題	7
(3)基礎杭の評価の現状と課題	9
(4)既設構造物周辺における液状化対策評価の現状と課題	15
1.3 研究目的と本論文の構成	18
第 2 章 鉄筋比が比較的小さい鉄筋コンクリート製地中構造物の構造性能評価	29
2.1 緒論	29
2.2 実物大部材供試体の正負交番載荷実験	30
(1)実験概要	30
(2)実験結果	31
2.3 有限要素法による部材供試体の解析的評価	35
(1)解析概要	35
(2)実験結果との比較	36
2.4 実構造物を対象とした有限要素法による構造性能評価	39
(1)数値実験の対象構造物の諸元	39
(2)解析モデル	39
(3)解析結果	40
2.5 ファイバーモデルによるプッシュオーバー解析	42
(1)解析モデル	42
(2)解析結果	43
2.6 ファイバーモデルによるひび割れ幅推定手法の提案	45
2.6 まとめ	47
第 3 章 軟弱粘性土地盤中の杭に作用する地震時極限水平地盤反力評価	51
3.1 緒論	51
3.2 模型実験による極限水平地盤反力の検討	52
(1)実験概要	52
(2)実験結果	54

3.3 剛塑性有限要素法による杭の極限水平地盤反力の解析的検討	58
(1)解析方法	58
(2)解析条件	59
(3)解析結果	61
3.4 室内力学試験結果を用いた極限水平地盤反力係数評価方法の提案	67
(1)非排水せん断強度の評価方法	67
(2)既往設計基準類との比較と極限水平地盤反力係数評価方法の提案	71
3.5 まとめ	72

第4章 高強度プレストレストコンクリート杭の引張および低圧縮軸力下における 終局せん断耐力評価

4.1 緒論	75
4.2 軸力を考慮した実物大せん断載荷実験	76
(1)実験概要	76
(2)実験結果	80
(3)実験結果のまとめと考察	84
(4)既往せん断評価式と実験結果の比較	87
4.3 剛体バネモデル(RBSM)を用いた数値解析による実験結果分析と数値実験	89
(1)解析手法	89
(2)解析ケース	92
(3)解析の適用性検証	94
(4)数値実験による各種影響検討	98
4.4 終局せん断耐力式の提案	104
4.5 まとめ	107

第5章 地盤の拘束効果を考慮した高強度プレストレストコンクリート杭の変形性能と そのモデル化

5.1 緒論	111
5.2 地盤の拘束効果を考慮した水平載荷実験	112
(1)実験概要	112
(2)実験結果	114
5.3 実験結果に基づく拘束圧を考慮できる解析モデルの提案	115
(1)解析モデルの構築	115
(2)ポストピークパラメータ r' のフィッティング(軟化特性の同定)	119

5.4	はり要素モデルを用いた提案モデルの検証	122
(1)	解析モデル	122
(2)	解析結果	122
5.5	剛体バネモデル(RBSM)を用いた数値解析による繰り返し载荷の影響検討	124
(1)	解析モデルと入力物性	124
(2)	解析結果	126
5.6	地盤の拘束効果と地震による繰り返し効果を考慮した変形性能評価の提案	129
5.7	まとめ	131

第6章	地震応答解析への反映を考慮した液状化対策による既設地中構造物への影響評価	133
6.1	緒論	133
6.2	砂圧入締固め工法の概要と既往の周辺地盤への影響事例の整理	135
(1)	工法の概要	135
(2)	試験施工の事例検討	137
(3)	改良メカニズムが同じである静的締固め砂杭工法における影響事例検討	138
(4)	施工による周辺地盤への影響の計測事例による考察	142
6.3	三次元弾塑性有限要素法解析の応答確認(二次元軸対称条件との比較)	143
(1)	地盤条件	143
(2)	解析条件	145
(3)	解析結果	145
6.4	三次元弾塑性有限要素法解析による周辺変位の検討	148
(1)	解析条件	148
(2)	解析結果	150
(3)	実務で行われる解析との比較考察(地盤を弾性体とした場合との比較)	154
6.5	三次元弾塑性解析による近接構造物に発生する側圧の検討	156
(1)	解析条件	156
(2)	解析結果	156
6.6	改良地盤の実務で用いる地震応答解析のための物性設定の考察	159
6.7	まとめ	161

第7章	結論	165
------------	-----------	------------

謝辞	169
----------	-----

付録 剛塑性有限要素法の概要	
----------------	--

第1章 序論

1.1 研究の背景

1995年兵庫県南部地震を契機に、地震動評価のための調査・研究が盛んになり、それまでの震度法や修正震度法に代表される静的な設計から、想定される地震動を入力して動的に照査する設計段階が加わるように移行してきた。地震動評価は、兵庫県南部地震以降、断層の破壊過程の研究や観測波の分析が進み、数値解析によって断層から直接的に地震動を求める手法が急速にひろがった。その成果のひとつとして、2001年に東海地震、2003年に東南海・南海地震及び既公表の東海地震と併せた東海・東南海・南海地震の地震・津波とその被害予測が国の専門調査会から公表された^{1),2)}。

一方、地震動の考え方・設定と構造物の設計・照査全体を扱う耐震設計について、例えば土木学会は、兵庫県南部地震後、三度にわたって提言を行い、二段階の地震動を想定することや、性能規定型設計法を行う耐震設計の基本方針を打ち出した^{3),4),5)}。そして、これらの提言を踏まえ、学会としての耐震設計に関する現時点での知見・見解を指針の形でまとめ、各機関が耐震基準を作成、改訂、解釈する際の手引きとなることを目指したガイドライン⁶⁾を作成した。また、日本学術会議においても、防災のレベルの考え方と社会的合意形成、観測資料の有効活用、情報の価値などについて提言がなされた⁷⁾。

このように、耐震設計の概念は変化し、想定する地震動も大きくなり、照査技術の進歩により新設構造物に対しては、より合理的な耐震設計がされるようになったにもかかわらず、現在多数の既設構造物が存在することから、既設構造物の耐震対策を現状の知見に基づいて適切に行うことがより重要な課題となっている。

2004年に発生した新潟県中越沖地震では、例えば自動車部品メーカーの一部の操業停止のため、完成車製造への影響が発生、それまで取組みはあったものの地震による事業継続計画とマネジメント（以下、BCP/BCM）として、地震に対するリスクマネジメントの重要性が一般企業においても脚光をあびるようになり、各機関や企業においてBCP/BCMとしての取り組みが本格化した。各機関や企業のBCP/BCMは、想定される地震に対して、ビジネスを継続するためには、既存施設にどんな性能が要求されるかを考え、その要求を満足できるかどうかを評価し、費用対効果を勘案して事前にどこまで耐震補強を行うか、といったハード面の対策やサプライチェーンの見直し、地震中、地震後対応のための準備といったソフト面の対策も含め始まった。

そして、2011年東北地方太平洋沖地震が発生、この地震の地震学的知見を反映した南海トラフの巨大地震モデル検討会の報告が2012年に公表され^{8),9)}、各自治体や企業においても防災計画の策定が行われてきている。この公表された地震動は、既往地震最大モデルと理論上最大モデルからなり、前者は2003年に公表された三連動地震の見直しにあたる。いずれの地震動も非常に大きい地震動であり、一般土木構造物にとっては通常の設計をベースとする評価では非常に厳しい結果となる。そして、地震応答解析において構造物や地盤の非線形特性を十分反映する必要に迫られた。また、地震に対するリスクマネジメントとしてBCP/BCMを検討するため、この公表された地震動に対する設備の損傷をより具体的に把握し、損傷した設備の地震後復旧性、使用性を考え地震前・中・後の対応の策定が求められるようになった。図-1.1に以上の動向をまとめて示す。

BCP/BCMを行う際のベースとなる重要なポイントは、対象構造物の地震に対する性能を地震前・中・後でどのように規定しておくか⁷⁾である。具体的には、地震が発生した際の被害状況をできるだけ具体的に予測しておくこと、地震後の対応による機能回復とその後の補修を念頭に、どこまで地震前に対策を施すかである。特に対策時に想定される地震動は、既設構造物が設計された時の地震動よりはるかに大きい。そのため、既設構造物に対しては、現実の地盤や構造物の状態を適切に考慮した実力評価を行わないと、不経済な対策が必要となることや、現実と整合しない評価結果となる可能性がある。また、既設構造物の耐震補強は、使用しながら行うことになり、大きな制約の中行わざるをえないことが多く、新設の時とは違った費用増の生じることが多い。

設備の耐震性を想定される地震動に対して、性能面から説明できる性能規定型耐震設計は、ガイドライン⁶⁾に基づき道路橋など代表的な構造物に対しその現状と課題がまとめられている¹⁰⁾。しかし、対象とするそれぞれの設備には特徴があり、要求性能も異なる。

例えば、コンクリート標準仕方書(2012)¹¹⁾では、耐震性能を表-1.1のように定義し、単柱式橋脚（橋軸方向）、ラーメン高架橋、開削トンネルの耐震性能と部材の損傷レベルの例を表-1.2～1.5、図-1.2のように示している。

本論文で取り上げたのは、既設の開削トンネルである鉄筋コンクリート製地中ボックスカルバート構造物や比較的軽量の線状の上部構造物に用いられている基礎杭である。比較的軽量の線状の上部構造物の場合、1ヶ所に多くの杭が配置されていないこと、既設ではもともとの設計用地震動が大きくないことから、低コストだが耐震性能の低い（ねばり少）高強度プレストレストコンクリート杭を用いられることが多いという特徴がある。

これら地中構造物や基礎杭は、兵庫県南部地震によって、大開駅に代表されるように多くの被害を受けた^{12),13),14)}。地中構造物が大きな被害を受けると、地上構造物よりも復旧に非常に時間がかかった。基礎杭もいったん大きな損傷をして、上部構造の機能に影響を及ぼすような場合、復旧に時間を要することがある。特に、これら地中構造物や基礎杭は、

線状構造物であることから，地震後の復旧を1ヶ所で集中して行うことができず，設備の使用が可能になるまでにより時間を要することがある．このことは，BCP/BCM の観点からこのような既設の地中構造物や基礎杭の耐震性能評価が非常に重要であることを示している．兵庫県南部地震以前に建設された既設地中構造物や基礎杭は，新設のような構造計画の変更や断面諸元の変更が簡単にできず不経済な対策が必要となるため，その耐震性能の実力を十分に評価することが求められている．つまり，各設備の耐震性能2において，表-1.2 に示す損傷レベル2や3が具体的にどう当てはまるのかを十分検討する必要がある．BCP/BCM における地震後の復旧性を意識し，どこまでの損傷状態を許容するのがよいのかを検討することが求められている．

本論文の背景は，このような地震に対する既設設備の耐震評価をとりまく変遷の中で，対象としている既設の地中構造物や基礎杭の耐震対策のための評価を，実務ベースでより高度化することが求められているところにある．研究の背景を，図-1.3 に示す．

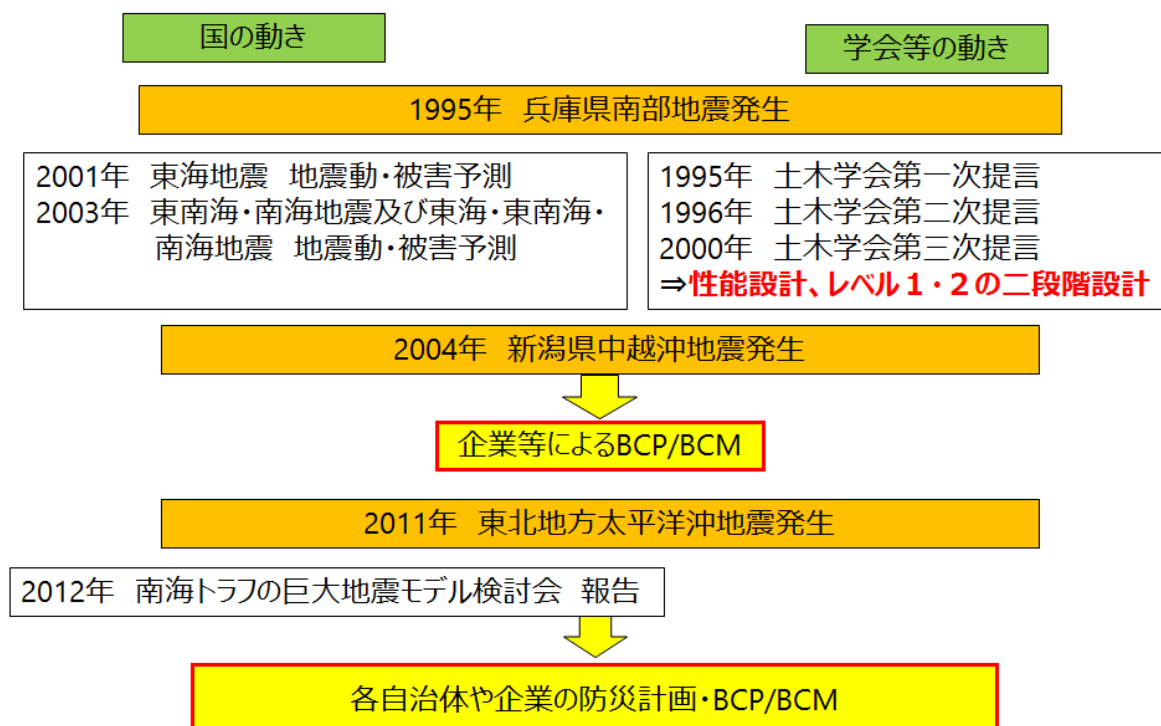


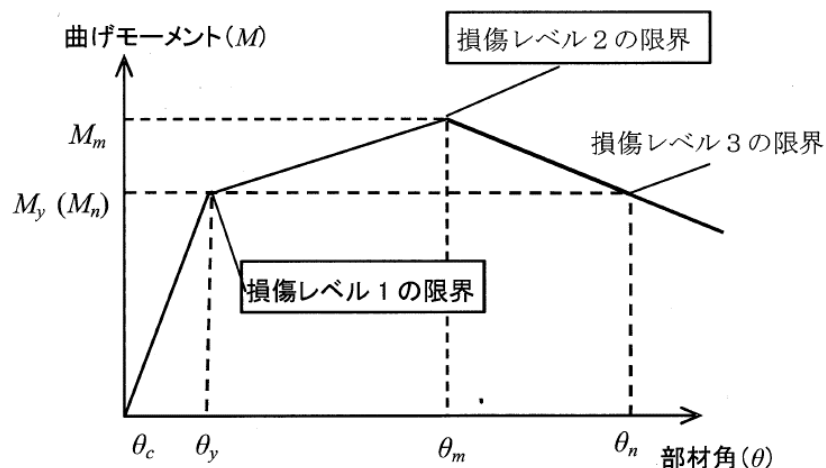
図-1.1 地震発生と国や学会等の動向

表-1.1 耐震性能

耐震性能 1	地震時に機能を保持し，地震後にも機能が健全で補修しないで使用が可能である．
耐震性能 2	地震後に機能が短期間で回復でき，補強を必要としない．
耐震性能 3	地震によって構造物全体が崩壊しない．

表-1.2 部材の損傷レベルに対する補修工法の例 ¹¹⁾

	損傷状態	補修工法の例
損傷レベル 1	無損傷	無補修（必要により耐久性上の配慮）
損傷レベル 2	場合によっては補修が必要な損傷	必要によりひび割れ注入・断面修復
損傷レベル 3	補修が必要な損傷	ひび割れ注入・断面修復 必要に応じて帯鉄筋等の整正

図-1.2 部材の損傷レベルの限界値 ¹¹⁾表-1.3 単柱式橋脚（橋軸方向）の耐震性能と部材の損傷レベルの関係の例 ¹¹⁾

	耐震性能 1	耐震性能 2
部材の損傷レベル	1	2

表-1.4 ラーメン高架橋の耐震性能と部材の損傷レベルの例 ¹¹⁾

構造物	耐震性能 1	耐震性能 2
部材の損傷レベル	上層ばり・地中ばり	1
	その他のはり	2
	柱	3

表-1.5 開削トンネルの耐震性能と部材の損傷レベルの例¹¹⁾

構造物			耐震性能 1	耐震性能 2
部材の損傷レベル	上下床版		1	2
	中床版	活荷重を支持する	1	2
		上記以外	1	3
	側壁		1	2
	中柱		1	3

本論文の対象は**既設地中構造物、基礎杭**

BCP/BCM策定

- 要求性能に応じた許容できる損傷状態を評価
- 多くの制約条件下で耐震対策の低コスト化

実務レベルで
なるべく簡単に検討！

“既設”の特徴(特に兵庫県南部地震以前に建設)

地中構造物: 地震時土圧で設計($k_p=0.2$)

基礎杭: 上部構造物の慣性力で設計

想定する地震動が大きくなってきた

- 構造物に作用する荷重大
- 地盤の地震時応答変位の考慮

既設地中構造物・基礎杭の耐震性能照査結果が厳しい

⇒新設のような構造計画の変更や断面諸元の変更が簡単にできない。

図-1.3 研究の背景

1.2 既設地中構造物・基礎杭の作用と構造性能の評価の現状と課題

本節は、既設地中構造物・基礎杭を対象として、耐震対策のための評価について、まず共通する現状の解析技術を中心に概括する。そして、次項以降で個別設備における具体的な現状と課題を、BCP/BCM 策定のための要求性能の観点から述べる。

(1) 評価のための解析技術の現状

既存の地中構造物や基礎杭は、震度法や修正震度法を用いて、地震時の土圧で設計されている場合がほとんどである。地震動による地盤の応答変位特性を考慮した応答変位法で設計されるようになってきたのは、前節で述べた兵庫県南部地震による大開駅の被害を経験してからと言っても過言ではない。それまでは、地震時土圧による設計をしておけば、地震による大きな被害は無く、問題ないという認識であったと思われる。具体的な地震動による評価は、前節で述べた評価するための地震動作成面での進歩により、二段階の地震動を想定するなど、兵庫県南部地震が契機となった。それまでは、実務上地盤の応答まで含め設計していた地中構造物や基礎杭は、原子力発電所屋外重要土木構造物など安全上重要な設備に限られていたのが実態である。

このように地震動、特に強震動が時刻歴で作成されるようになると、それを用いた地盤応答解析技術や構造物の応答と損傷評価技術も非線形領域を含め大きく進歩した。

地盤の地震時応答解析に対する現状は、砂地盤の液状化現象の解析を中心に発展してきている¹⁵⁾。しかし、液状化現象一つとっても、地震中の挙動だけでなく、地震動が終わった後の過剰間隙水圧消散過程を含む側方流動現象まで一連の挙動を解析できるのは、一部の解析コードのみである。実務で一般に用いることができるサイクリックモビリティを含む液状化現象を考慮できる地盤の有限要素特性のほとんどは、有効応力を非排水条件に基づき体積一定条件から算出して過剰間隙水圧を評価することで地盤材料の剛性変化を評価する方法（一相系の計算）¹⁶⁾のため、液状化に伴う排水挙動や過剰間隙水圧の伝播現象を評価することはできないことに注意が必要である。実務で扱う砂地盤も粘性土地盤も土質材料に関わらず、非常に非線形性の高い大変形領域まで、過剰間隙水圧の発生・伝播・消散まで解析できるのは、ほんの一部の解析コードに限られる^{17), 18), 19)}。

構造物の地震時応答解析に対する現状は、例えば鉄筋コンクリート構造物なら、はり部材モデルで非線形応答計算により曲げ・軸力に対する検討を行い、せん断耐力照査は別途耐力式で評価するというだけでなく、せん断破壊も含めた挙動を非線形有限要素法によって照査することができるようになってきている^{11), 20), 21)}。

地盤と構造物両方の観点からは、非常に大きくなった地震動に対し、こういった非線形特性を地盤と構造物のどちらも取り込んで相互作用としての的確に反映した解析を行うには

まだ研究レベルであり、実用的な解析コードが整備されているとは言い難い。

具体的には、実務で地中構造物や基礎杭の耐震性能照査に用いられている代表的な汎用解析コードは、T-DAPⅢ²²⁾（本論文でも実務適用面で使用）、SoilPlus²³⁾、FLIP²⁴⁾、DIANA²⁵⁾や建設会社等で作成されたインハウスコードである。この中で、コンクリートをはり要素やファイバー要素のような線材要素ではなく、二次元や三次元の有限要素でモデル化してせん断破壊まで評価することができ、液状化現象に対し有効応力を用いてサイクリックモビリティ現象まで解析できるコードは、ごく限られている。なお、有効応力解析ではなく、全応力非線形解析であるが密な砂のサイクリックモビリティ現象を表現できるモデル（GHE-S モデル）²⁶⁾も近年開発され実務で用いられるコードに導入されてきている。しかし、既に述べたように液状化に伴う側方流動や沈下まで計算することはできない。

したがって、現状、地中構造物の耐震性能照査を地盤の液状化現象まで含め解析するには、鉄筋コンクリート構造物をはりモデルで解析するのが実務では現実的である。さらに、杭をモデルに入れ破壊まで計算する場合、杭を一本一本有限要素でモデル化するのが理想ではあるが、通常実務で行う二次元解析ではなく、三次元解析が必要である。また、杭も地盤も非線形性を十分反映して計算しようとする、メッシュサイズが非常に小さくなり、解析要素数が非常に膨大となって、実構造物を解くには現状の一般的なハードウェアでは現実的でない。つまり、計算時間や入力物性を決め、結果を評価するためのコスト・人的資源など実務環境面から現状ではハードルが高い。そこで、ハンドリングなど考慮し実務で用いることが可能である解析コードの範囲で、地盤側、構造物側の非線形性をできるだけ取り込むというスタンスが当面重要になっている。つまり、基礎杭のような三次元構造物であっても二次元条件による解析を行うか、応答変位法のような簡便な解析を行うことになる。

(2) 鉄筋コンクリート製地中構造物の評価の現状と課題

鉄筋コンクリート製地中構造物の特徴は、地上構造物のように目視ができないため、地震後すぐに損傷状態を確認し、損傷個所の復旧作業ができないことである。また、例えば1995年兵庫県南部地震の際の大開駅のように断面自体が保てないほどの損傷（崩壊）²⁷⁾であれば、再度開削して復旧することになり、長期の使用停止となる。

地中構造物の耐震設計は、前記の兵庫県南部地震以前は、原子力発電所屋外重要土木構造物に対して限界状態設計法を取り入れた安全性照査マニュアル²⁸⁾が1992年に出版されていたが、それ以外の一般構造物に対しては特別な設計を行っていなかった。大開駅の被害を契機に、開削トンネルの耐震設計法が急速に進歩²⁹⁾し、2006年版のトンネル標準仕方書³⁰⁾では、耐震設計は新たな章が新設され、土木学会の提言を踏まえた二段階の地震動を考慮した性能照査型に移行してきた。

前記安全性照査マニュアル²⁸⁾は、動的 FEM 解析と限界状態設計法を組み合わせた地中鉄筋コンクリート製ボックスカルバートを対象にした最初のもので、等価線形解析を用い、鉄筋コンクリート製地中構造物ははりモデルを用いて計算する。使用するはりモデルの剛性に、模型実験で確かめた地盤と構造物の非線形相互作用を簡便に導入するため剛性残存率を設定して計算し、得られた断面力の照査に限界状態設計法を用いるというものである。

その後、実務では、鉄筋コンクリート構造物の非線形解析技術が向上^{31), 32), 33)}し、現在は各材料の非線形特性を反映したファイバーモデルや、はりモデルに鉄筋コンクリート部材としての非線形特性を考慮したトリリニアモデルなどが用いられるようになってきた。地盤についても、全応力非線形 FEM 解析が上記鉄筋コンクリートの非線形モデルを組み入れて時刻歴で計算するようになってきている。さらに、重要な設備の評価にあたっては、密な砂のサイクリックモビリティ挙動を表現可能な有効応力に基づく FEM 解析を別途行い、その結果を用いて鉄筋コンクリート部材を有限要素でモデル化する材料非線形解析が行われるようになってきた。

これらの検討が行われてきた主な対象は、安全上重要で大きな地震動で設計する原子力発電所屋外重要土木構造物のような鉄筋比の比較的大きな構造物である。

一方、本研究の対象は、もともと大きな地震動で設計していない一般土木構造物であり、鉄筋比が 0.2~0.3%（古い設備の場合、0.2%を切るものもある）の比較的小さい鉄筋コンクリート構造である。これらの構造物の耐震性能の特徴に関する知見は非常に少ない。

鉄筋コンクリート構造物の破壊過程において、鉄筋比の違いによりコンクリートと鉄筋の付着が劣化して鉄筋のすべりが生じる程度が異なり、鉄筋比が小さいほど、ひび割れ数は減少しひび割れ幅が増大するといった報告がある³⁴⁾。

ひび割れが入った程度では当面問題ないが、塩害環境下にある場合、鉄筋比が小さいほどひび割れ後の塩害による鉄筋の劣化が早くなることが懸念される。設備の使用は可能であるが、その状態でどれくらい使用し、どんなタイミングで補修ができるか、ということが重要になってくる。主筋位置まで達するような比較的大きなひび割れの入った状態では、急速に鉄筋腐食がすすみ、余震に対する耐震性能が大幅に低下すること、場合によっては土被りなどの上載荷重によって突然崩壊する可能性も出てくる。

つまり、地震により発生したひび割れに塩分が浸入することで鉄筋が腐食し、構造性能が低下する可能性が高く、この構造性能の低下度合いは、ひび割れ幅と密接な関係があるため、作用する地震荷重と発生するひび割れ状態の関係を適切に把握することが重要である。すなわち、構造物の耐震性だけでなく、地震後の塩害劣化を意識した耐久性の観点から、ひび割れ性状を含む損傷評価が必要となる。

例えば、地震後補修を行わない構造物の場合、ひび割れの発生を全く許容しないか、鉄筋降伏レベルで抑えることにより比較的小さいひび割れレベルに抑えた照査をすることに

なる。しかし、このひび割れレベルで耐震補強を考えていくと、事前の補強費用が高くなる。想定する地震動に対してひび割れ性状を把握できれば、地震後の補修も念頭に異なる対策を取り得ることも考えられる。前節で述べた BCP/BCM のための地震前・中・後の最適な計画に役立つ。

これまでに、鉄筋コンクリート製ボックスカルバートを対象とした実物大実験が実施され、その地震時変形性能やひび割れの発生状態等が検討されている^{35), 36)}が、引張鉄筋比が比較的大きい 0.5% 程度である土木構造物を対象としたものであり、比較的铁筋比の小さい構造物を対象に実務ベースの評価方法を念頭においたものは見当たらない。

以上のように、対象とした鉄筋コンクリート構造物の地震によるひび割れ性状を、実務で用いる設計・照査ツールで把握できるようにすることが課題である。

(3) 基礎杭の評価の現状と課題

大きな地震動で設計されていない一般土木構造物である既設の地中構造物や比較的軽量の線状の上部構造物に用いられている基礎杭は、前述のように支持力確保やコスト面から高強度プレストレストコンクリート製の既製杭（以下 PHC 杭）が用いられていることが多い。この杭に求められる性能は、地震前だけでなく地震中及びその後の支持性能である。具体的には、地中構造物に用いられている杭は、地震中及び地震後にダクト躯体が縦断方向に大きくずれることを防ぐことであり、地上構造物の基礎の場合は、地震で基礎が損傷することで支持するものの使用性を損なうことである。特に高さのある上部構造物は、地震後の復旧性を考えると時間とコストがかかるため、地震による設備の使用性を確保する必要がある。以降、基礎杭に対する作用評価と構造性能評価に分けて論じる。

(a) 杭に作用する地震時土圧評価の現状と課題

対象とする上部構造物が軽い基礎の場合、建物の杭基礎のように一定の範囲に多数の杭が打設されている場合と異なり、杭本数が少なく、杭に地盤の変位が直接作用する特徴がある。一方、兵庫県南部地震以前に建設された杭基礎は、地震時荷重として上部構造物に設計震度による荷重を作用させ、その荷重に必要な水平抵抗を確保できるよう設計している場合が多い。

したがって、現在行われているような地盤の深度方向の変位分布を考慮した応答変位法で設計・照査したり、地盤と構造物の相互作用を考慮した有限要素法による動的解析で照査されていない場合が多い。

兵庫県南部地震において、上部構造物が建設される前に地中部で杭が損傷している事例も報告³⁷⁾されている。この事例では、杭頭に慣性力が作用していないことから、地盤による強制変位が杭損傷の原因と考えられ、耐震設計で杭に作用する地盤変位の影響を考慮することが非常に重要であることが示唆される。しかし、前述のように杭頭に上部構造物の

慣性力のみを作用させて設計した既存の杭は、原設計で上部構造物の設計震度荷重に対して水平地盤反力を期待している深度（例えば弾性支承梁法なら、杭の水平抵抗に支配的な影響を与える地盤の範囲 $1/\beta$ ³⁸⁾）以深において、杭に生じる発生断面力が非常に厳しくなるケースが生じるため、地震後の杭の支持性能を検討する際の課題となることがある（図-1.4）。兵庫県南部地震の基礎杭に関する被害分析・研究は、側方流動を含む液状化に関するものが非常に多く行われており、既に多くの研究成果が発表されているが、粘性土層の影響を議論したものは非常に少ない。松井ら³⁹⁾は、高速道路の基礎杭の被害を分析しており、やや深部の粘性土層が影響していることを示唆するデータを発表している。

杭の極限水平地盤反力に関する研究は、兵庫県南部地震を契機に砂質土の液状化による側方流動に対して多数行われており、その成果が各種設計基準類に反映されている。一方、粘性土に対しても地盤の大変形時において、図-1.5に示すように地盤変位に応じた荷重を杭に作用させると、杭に作用する荷重は制限なく増加する。したがって、地盤の塑性化、いわゆる杭周辺地盤のすり抜け効果を考慮して極限水平地盤反力を設定したバイリニア型の地盤バネとしてモデル化することが各種設計基準類で示されている。

極限水平地盤反力の算出は、ランキンなどの極限土圧で計算するほか、Broms⁴⁰⁾による崩壊メカニズムを仮定して導出する方法が用いられる。Bromsの研究は、設計的な視点から杭の形状や杭と地盤間の摩擦力を単純化して、現実的な極限水平地盤反力を導出した点で高く評価されるが、評価式の妥当性は明らかではなく、やや信頼性に欠ける問題がある。また、幾つかの極限地盤反力が導出されており、実際問題でどの評価式を用いるべきか、またその精度についても明確でない。同じ塑性論的アプローチで、より精緻な崩壊メカニズムを仮定して粘性土の極限地盤反力値を検討した Randolph and Houlsby⁴¹⁾や Martin and Randolph⁴²⁾の研究がある。これらの研究は、杭周面の摩擦抵抗の影響まで検討されているが、実際現象との検証、例えば破壊モード（崩壊メカニズム）の観察や杭周面の摩擦抵抗とその影響範囲、杭打設に伴う周辺地盤の乱れの影響など、実問題への応用に関する検討が不足している。

一方、粘性土地盤を対象に地震時の地盤応答が及ぼす杭の極限水平地盤反力への影響について、模型による杭の繰返し載荷試験により考察したものに橋本ら⁴³⁾や金丸ら⁴⁴⁾の研究がある。地盤の破壊状況に関する検討や群杭も含めた実務への適用に関して検討が不足するが、単調載荷の場合に繰返し載荷よりも大きい極限地盤反力を示すことが明らかになり、単調載荷による極限水平地盤反力を用いて設計すると、杭に作用する地震時土圧に関して設計上安全側であることが示された。

また、主働杭と受働杭という見方⁴⁵⁾をすると、地震時地盤応答が杭に作用する土圧の問題と同じ受働杭に対する検討として、これまでに地すべり抑止杭や橋台などの裏込めサーチャージによる側方流動問題に対する研究がある。地すべり抑止杭に作用する土圧には平

面ひずみ状態を想定した伊藤らの研究^{例えば 46)}があるが、群杭としての評価を前提としている。また、裏込めサーチャージの杭を検討した渡部らの研究^{例えば 47)}もあるが、地盤の3次元的な挙動を対象とした研究である。図-1.6に示すように、地盤の変位は地表面に近い場合（Ⅰ領域）には土塊が抜け上がるように変位し、地中の場合（Ⅱ領域）には杭周面をすり抜ける挙動を示すと考えられるが、前述のように問題となってきているのは図中 $1/\beta$ 以深の範囲であり、地盤変位は二次元的で平面ひずみ条件に単純化される深度が課題で、三次元的な挙動を対象とした研究成果は適用できない。

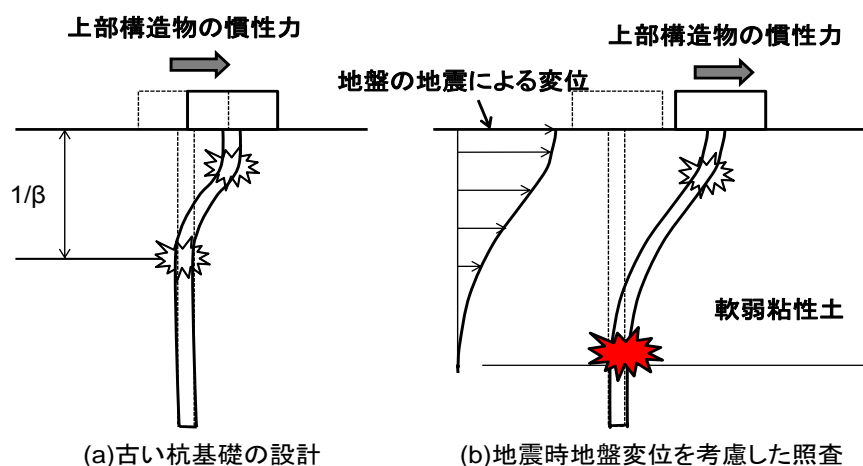


図-1.4 地震時地盤変位による杭の照査

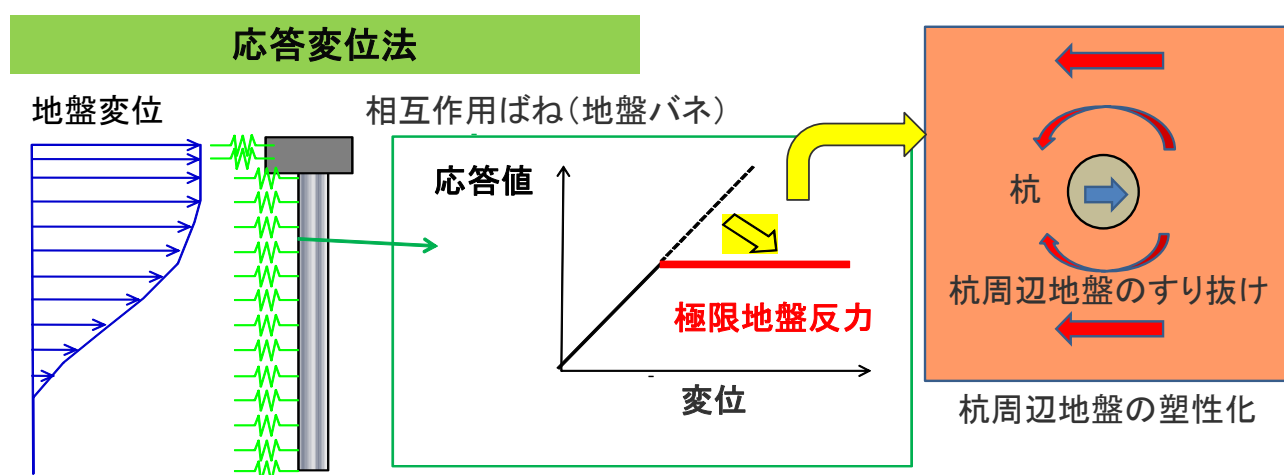
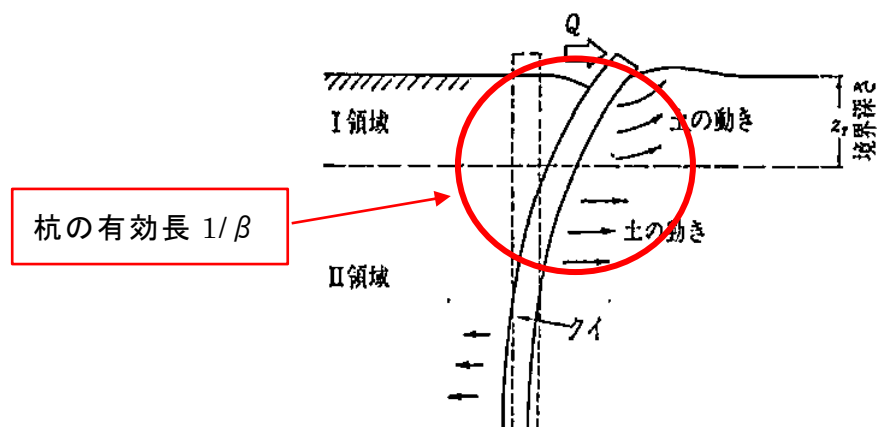


図-1.5 地盤ばねと杭周辺地盤のすり抜け

図-1.6 杭近傍の土の動き ⁴⁸⁾に加筆

(b) 杭体の構造性能評価の現状と課題

近年の新知見を反映した入力地震動を用いて既設に多く用いられている PHC 杭の地震時照査を行う際に、既に述べたように当初設計から地震動が大きくなる場合が多い。その場合、上部構造のロッキングや地盤の変形により杭に作用する軸力が引張や低圧縮軸力となり、従来のせん断耐力式 ^{49), 50), 51), 52)} を用いると、照査結果がせん断破壊の発生となることがある。特に、液状化するような緩い砂質地盤中にある地中構造物はむしろ浮力が働くことになり、杭に軸引張力が発生する場合もある。

図-1.7 は、杭径 300mm せん断スパン比 1.5 の場合の曲げ耐力とせん断耐力を比較して示したものである。この図からわかるように、引張や低圧縮軸力下では、曲げ耐力の方がせん断耐力より大きく、脆性的な破壊であるせん断先行破壊と評価される。このように、引張あるいは低圧縮軸力下では、終局曲げモーメントよりもせん断耐力で決まるせん断破壊先行と評価される場合が多くなるため、PHC 杭を用いた既設構造物基礎の耐震性能評価においては、その終局せん断耐力を地震後の軸力保持性能の観点も含め可能な限り正確に評価することが望まれる。また、前記のように兵庫県南部地震以降、杭基礎構造物や地中構造物の耐震性能照査において、地盤の地震時応答変位を考慮するようになってきており、実地盤の地層構成が複雑な場合には軟弱な地層のせん断変形が卓越する場合があります。そのような場合には杭に逆対称曲げモーメントが作用するような状態でせん断照査を行うことが必要となることも留意する点である。

PHC 杭の終局せん断耐力に関する研究のうち、逆対称曲げモーメント状態を念頭にしたもののは建築分野で行われており、建物基礎を想定して行われた後藤らの研究 ⁵³⁾ や岸田らの研究 ^{54), 55)} があり、後藤らの研究成果に基づき建築基礎構造設計指針(日本建築学会) ⁵¹⁾ が、岸田らの研究に基づき既製コンクリート杭ー基礎構造設計マニュアルー建築編(社団法人コンクリートパイル建設技術協会) ⁵²⁾ の終局せん断強度式が求められている。特に岸田ら

の研究は、杭径 300, 600, 900, 1200mm の 4 種類を想定し、杭径と杭肉厚の比が同じになるよう杭径 300mm に縮小した供試体を用い、逆対称曲げせん断方式で単調載荷したもので、杭径と杭肉厚の比の変化に対して終局せん断耐力がどう変化するかを検討するとともに、低圧縮軸力時に対しても、導入するプレストレス力量を変えた供試体を作ることによって検討している。しかし、比較的軸力の高い場合のデータは充実しているが、実現象と同じように直接引張軸力が作用したり比較的軸力下での地震時荷重を念頭に正負交番載荷まで含めた検討は行っていない。また、地震後の必要な軸力保持性能の観点から、その性能を確認したものはない。

一方、PHC 杭の終局せん断耐力に関する解析的な研究は、白石ら^{56), 57)}の三次元非線形有限要素法解析と上界定理に基づく極限解析を用いたものや積層モデルを用いたシェル構造有限要素法解析を用いたもの、山本ら⁵⁸⁾の三次元非線形有限要素法解析を用いたものがあるが、高強度コンクリート特有の脆性的な挙動をひび割れ性状まで含め検討した事例は非常に少ないのが現状である。また、正負交番載荷まで行い、実験と対比したものは見当たらない。

高強度コンクリートを用いている PHC 杭は、せん断破壊を伴うポストピーク挙動が非常に脆性的であるため、せん断破壊を伴うポストピーク域まで地震時の正負交番載荷による挙動やその繰返し効果を含め解析的に評価できる手法を開発すれば、実験では網羅しにくい様々な諸条件に対する PHC 杭の終局せん断耐力を評価できるようになる。また解析においては、荷重～変位関係などのマクロな挙動だけでなく、ひび割れなどの局所的挙動までも正確に評価できれば、復旧性を含め地震後対応の観点からの検討も可能になる。

一方、曲げ変形性能の評価に対しても、当初設計から地震動が大きくなることに加え、杭自体に地盤の応答変位を加えるため、PHC 杭が 10～30m 程度の深さに位置する相対的に軟弱な地層で強制的な変形を受けて損傷する評価となる場合がある。しかし、地中のある程度深い領域では、図-1.8 に示すように、土圧によってかぶりコンクリートの剥落が抑制され、圧縮破壊が生じにくく最大耐力以降も一定の耐力を示し、曲げ変形性能の改善が期待できる。

PHC 杭に限らなければ、近年、地盤の拘束効果に着目した研究も行われており、変形性能評価手法の合理化が進められている。今村ら⁵⁹⁾は、地盤による拘束圧と帯鉄筋による横拘束との類似性に着目し、拘束圧を帯鉄筋量に換算するという考え方で RC 杭の変形性能を評価している。白戸ら⁶⁰⁾は、場所打ち RC 杭を対象として、圧縮コンクリートの応力～ひずみ関係を修正して拘束圧の効果を解析的に表現している。また、被りコンクリートの地盤からの拘束効果を含め検討している。

ただし、高強度コンクリートを用いた PHC 杭については、横拘束筋等による拘束効果の検討はいくつか行われている^{61), 62), 63)}が、脆性破壊する高強度コンクリートの軟化特性の

影響を直接考慮し、地盤の拘束効果による変形性能の向上について検討してはいない。

周辺地盤の拘束圧に着目して、その大きさとその効果との関係を定量化するには、データの蓄積が必要なレベルであり、実務で地震応答解析を行うための定量化された地盤の拘束効果を反映したモデルの構築が課題である。

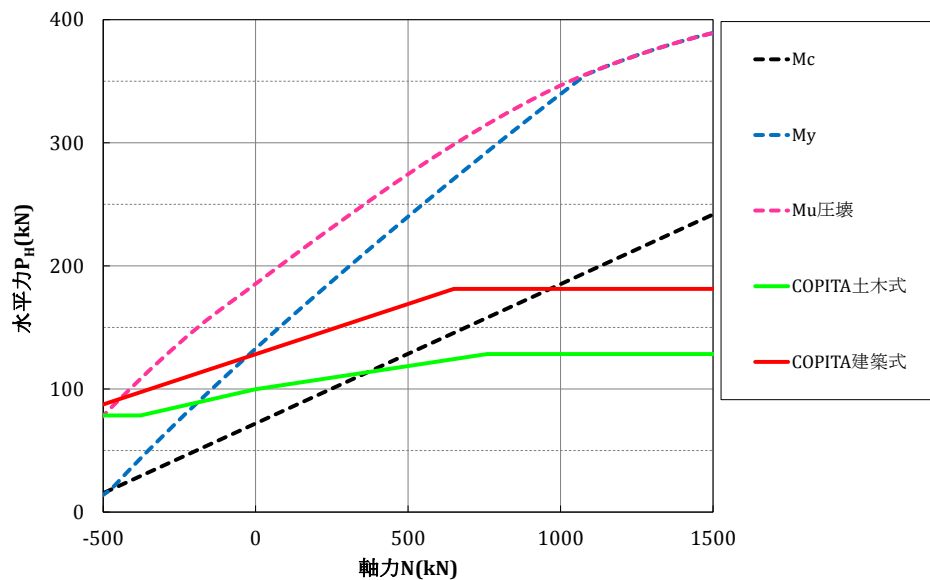


図-1.7 PHC 杭（杭径 300mm B 種 セン断スパン比 1.5）のせん断耐力式と曲げ耐力の関係

杭の塑性ヒンジ領域における変形性能

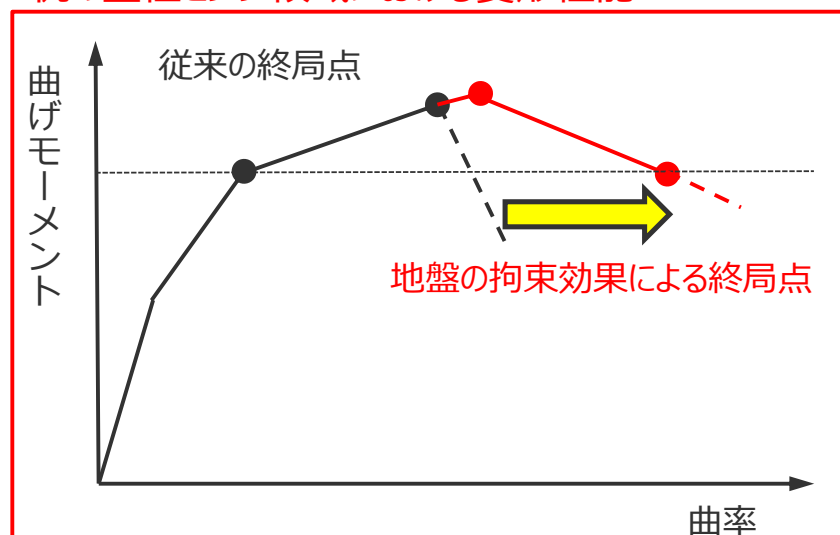


図-1.8 地盤の拘束効果による曲げ変形性能の向上

(4) 既設構造物周辺における液状化対策評価（施工時および地震時）の現状と課題

兵庫県南部地震以前に建設された既設地中構造物においては、液状化対策を施していない場合が多い。近年、新設の場合は、大型重機による砂の振動締固め工法（サンドコンパクションパイル工法：図-1.9）が低コストであることから多く用いられている。しかし、耐震補強を目的に、既設構造物の周辺地盤に対し液状化対策を行う場合、その周辺では既に多くの設備が稼働しており、大きな地盤変形・振動を伴い大型重機が必要なこの工法で施工することはできない。したがって、地盤変形や振動を伴わず、既設構造物直近まで施工可能な薬液注入工法や高圧噴射攪拌工法による地盤改良が現状では多く行われている。しかし、コスト的に非常に高価であり、対象範囲を極力減らして行うことが求められている。既設構造物の周辺において、低コストで地盤のねばり効果に期待する砂を締固めるような工法を採用できれば、従来よりコストを抑えた液状化対策が可能となる。

1995年、市街地や構造物近傍での適用を目指して、静的締固め砂杭工法（SAVE コンポーザー工法⁶⁴⁾：図-1.9）が開発された。この工法は、全く振動を用いないため、当時砂の締固めといえば振動を与えて締め固めるというメカニズムを考えていたため、開発当初多くの技術者から締固めメカニズムに疑問が提示された。しかし、メカニズム解明のため、野津ら⁶⁵⁾により三軸圧縮試験が行われるとともに、浅岡ら⁶⁶⁾は弾塑性有限要素法を用いて塑性体積圧縮の変化に着目して理論的に改良メカニズムが説明されている。その後、静的締固め砂杭工法が実務で用いられるようになってきたが、砂の振動締固め工法と同様に大型重機が必要なことから、狭隘な既設構造物周辺での採用はできなかった。また、振動は発生しないものの、砂を大きな力で強制的に投入して締め固めるこの工法は施工速度が速く、周辺地盤の変形をコントロールすることが難しかった。

近年、非常に小型の施工機械で施工可能であり、施工速度をコントロールすることで周辺地盤への影響をある程度調整可能な静的締固め工法が開発された。この工法は、砂圧入式静的締固め工法（SAVE-SP 工法）⁶⁷⁾と呼ばれるもので、地盤中に流動化材と混合した砂（流動化砂）を高圧ポンプにより圧入し、地盤内で押し広げることにより周辺地盤に強制的にせん断を与え、周辺地盤の締固め効果を期待する工法である⁶⁸⁾。本工法の性格上、静的締固め砂杭工法と地盤改良メカニズムは同じであり、振動は発生しないものの、地盤に変位や応力を与えることに伴い、近接の既設構造物に影響を及ぼす。この影響の程度を予測・評価するため、試験施工が行われ影響範囲のデータが集まりつつある。しかし、計測されているのは地表面の変位データが中心で、地中構造物にどのような荷重が作用するのかはまだわかっていない。地表面の変位データが今後多く集まってきたとしても、そのデータを参考に現地の地盤特性や構造物の状況を反映した解析的評価を行うことで地中構造物や基礎杭にどのような荷重が作用するのかが推定していく必要がある。また、既に述べたように静的締固め砂杭工法との違いの大きなひとつに、施工速度がある。砂圧入式静的締固め

工法は施工速度が遅く、緩い砂地盤に施工する場合、特に過剰間隙水圧の発生・消散が異なり、砂圧入式静的締固め工法の方が周辺地盤に対する影響を限定的にできる可能性があり、施工速度の効果を考慮できる解析手法を用いて検討する必要がある。

この影響の程度を予測・評価するためには、つまり砂圧入による締固め効果と圧入部からの距離に伴う変位・応力の減衰現象を評価するためには、土要素の平均有効応力の変化に伴う圧縮挙動だけでなく、せん断応力に伴うダイレイタンスー挙動もより精度よく合理的に表現できる土骨格の構成式が必要である。また、本工法による地盤変位は土質材料や土質状態、すなわち土質特性(粒度組成やN値など)の影響を強く受けることが予想されるため、数値解析による評価・検討にあたっては、広範な土質に対応可能な解析コードを使用することが望ましい。加えて、砂圧入過程から構造物に対する変位・応力の影響を考慮するためには、三次元条件で検討することが必須となる。

野田ら⁶⁹⁾ならびに Nakano et al.⁷⁰⁾は、振動締固め工法および静的締固め砂杭工法による地盤内部の締固め効果の確認を目的に、二次元軸対称条件で解析を実施している。しかしながら、軸対称条件のため締固め施工による間隙比の変化や地盤の隆起などは扱えるが、水平変位などの周辺影響に関しては扱うことが出来ない。つまり、極端な状況下での解析(境界条件が周辺拘束となる)になっている。また、文献⁷¹⁾に振動締固め工法による施工により周辺への影響を数値解析的に予測する手法が紹介されているが、これらも地盤を弾性体でモデル化したり、2次元平面ひずみ条件であるためサンドコンパクションパイル施工による地盤に与える影響について、適切に模擬ができていないことが想定される。このような液状化対策の締固めに伴う周辺環境への評価を、施工過程の詳細なシミュレーションで、かつ弾塑性構成式を用いて取り扱った事例は今までにみられないのが現状であり、取り組むべき課題である。

さらに、本節(2)(3)で述べてきた課題と直接関わるのが、改良後の地盤の地震応答解析を行うための物性設定である。通常、前記の薬液注入工法や高圧噴射攪拌工法で地盤を改良した場合、改良地盤は比較的弾性的な応答をすることから弾性体としてモデル化している。また、実務で改良後の地震時応答解析を行う場合、新設で大規模に砂の振動締固め工法を行った地盤は、間隙水圧の変化を考慮しない要素物性にした非線形応答特性(例えば骨格曲線に指数関数を用いる Ramberg-Osgood モデル^{例えば 72)}や双曲線関数を用いる修正 Hardin-Drnevich モデル⁷³⁾)で行うことが多い。つまり、密度増大工法の力学的に重要なサイクリックモビリティに伴うねばりの効果をまったく反映しない解析で評価していることになる。

このような評価は不合理であることから、最近では、改良後のN値を過去のデータベースに基づき推定し⁷⁴⁾、さらに既存の多くの実験結果を利用して液状化強度を含む液状化パラメータを簡易に設定することで、サイクリックモビリティ効果を積極的に計算するよ

うになりつつある⁷⁵⁾。このような流れの中、現状は改良後の地盤を経験的な方法で把握している。しかし、既設構造物では、建設時・建設後の条件の関係で狭隘な場所に設置されている場合もあり、液状化現象に直接的に関わる施工による改良効果の空間分布を、既設構造物近傍で把握できるようになることが課題である。

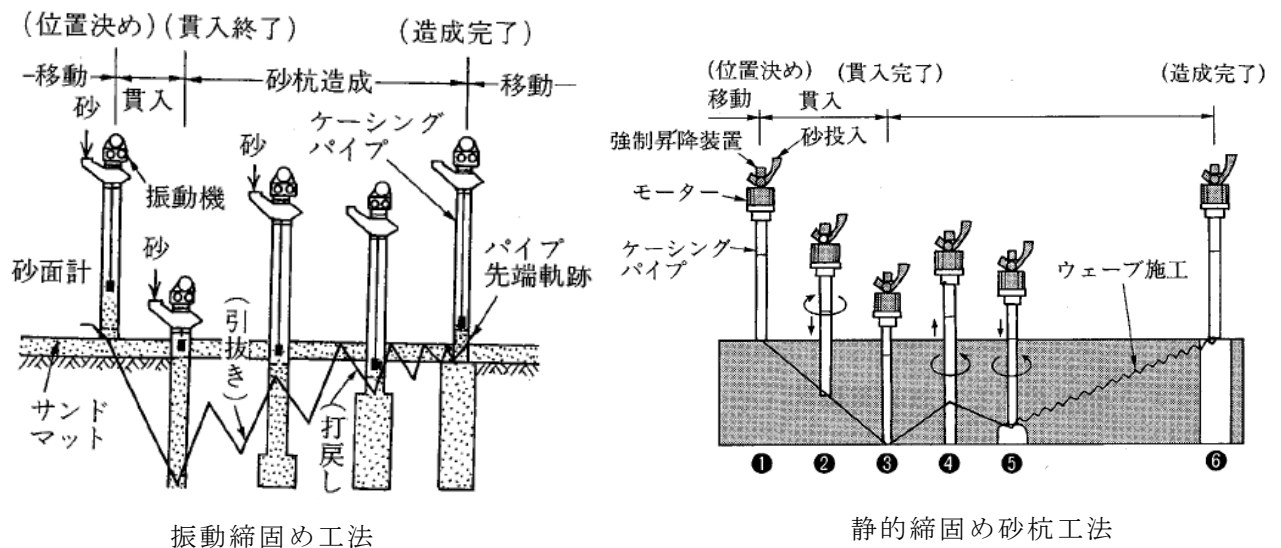


図-1.9 締固めによる液状化対策工法⁷⁶⁾

1.3 研究目的と本論文の構成

本研究の目的は、前節の現状と課題をふまえ、実務ベースで地中構造物や杭の耐震性能評価を行うスキームの中での高度化である。コストやハンドリング、入力物性の設定などから現実的に使用可能な解析ツールを用いて対象設備のBCP/BCMに必要な地震による対象設備の損傷評価を高度化することにある。前節で述べた各課題に対して、解決するための実験や最適な最新の解析手法を用いて検討するが、その結果を、実務で使うことができる解析コードレベルに反映することで、将来ではなくすぐに耐震性能評価の高度化を行うことができるようにすることが本研究の目的である。

具体的に想定したのは、前節で述べた現状と課題をふまえ、二次元地震応答解析や応答変位法による評価である。鉄筋コンクリート製地中構造物を地盤との相互作用系で解析する場合には、部材をはり要素（ファイバー要素を含む）にして解析する。杭もはり要素でモデル化して地盤との間を相互作用バネでつなぐこと^{77), 78)}や応答変位法を用いることである。このような解析評価スキームの中で本論文の成果を生かせるようにするのが本論文の目的である。

具体的に取り上げたのは、次のような項目になる。作用評価としては、

- ・杭に作用する地震時土圧において、地盤（特に軟弱粘性土）から受ける荷重には頭打ちがあるか？また、どれくらいか？
- ・狭隘な場所に低コストの密度増大工法で液状化対策をする際、施工することによる既設構造物への影響は？改良効果の空間分布を把握して、地震応答解析に反映するには？構造性能評価では、
- ・比較的鉄筋比が小さい鉄筋コンクリート製地中構造物の地震時挙動の特徴や損傷評価（ひび割れ幅）の方法は？
- ・高強度プレストレストコンクリート杭のせん断耐力や曲げ変形性能は、現状評価よりもっと実力があるのでは？引張軸力・低圧縮軸力時のせん断耐力と地盤の拘束圧による曲げ変形性能の実力は？

ただし、実務的であるがゆえに留意しなければならないことは、構造物や杭をはり要素でモデル化すると、曲げ変形性能に関する非線形性をほぼ妥当に考慮できるが、構造物や杭のせん断破壊の照査は別途地震時発生断面力に基づきせん断耐力式から判断することになる。つまり構造物の部材がせん断破壊する現象を表すことができないので、不静定次数の高い構造物であれば、一つの部材がせん断破壊しても即倒壊には至らないが、このような現象を評価することはできず、せん断破壊を伴う逐次破壊現象の評価をすることはできない。

杭のせん断破壊の照査も同様で、別途せん断耐力照査式を提案して行えるようにするが、

複数の杭のせん断破壊が逐次進行するような問題まで評価することはできない。ただし、杭の場合の一般的な要求性能は、上部構造物の不等沈下をおさえることがあり、一本でもせん断破壊したら安全側にその要求性能を喪失すると考えることができる。一方、地震後の地盤の沈下挙動に伴う杭の断面力変化などは評価ができない。実務的であるがゆえに、計算できる現象の範囲に限度があることは、十分認識する必要がある。

なお、杭基礎としてはフーチングの部分の耐震性能評価もあり、作用する荷重やフーチング形状によっては課題のあるものもあるが、設備の取り合いの関係からさまざまな基礎形状があることにより、本論文では杭体自体の評価に限定して取り上げる。

液状化対策に関しては、一般に実務で用いる弾性解析との比較を行うことで、その解析結果の解釈と評価時の注意を促すことを目的とした。また、液状化対策後の地盤の地震応答解析を行う際の実務解析コードに改良効果をどう反映させるかという視点についても言及した。さまざまな施工条件があるため、この検討過程を通して、必要に応じて最新の地盤力学に立脚した解析コードで検討することができるよう事例を示すことを目的とした。理想は、用いた最新の解析手法で地震応答解析まで行うことであるが、前節で述べたように、杭のような複合材料の非線形特性を考慮して、三次元で地震応答解析することは実務上現実的ではない。

以上のように、本論文の目的は、既設地中構造物や基礎杭の耐震性能評価（作用評価と構造性能評価）技術の高度化を、ハンドリング（入力物性取得や解析可能な人的資源など、時間的・人間的コスト）から実務で現実的に行うことのできる手法の範囲で反映できることを目指した。なお、取り上げた技術は、対象構造物自体の補強は含んでいない（図-1.10 太枠）。

本論文は7章で構成されている。各章の目的と構成は以下のとおりである。各章で扱うテーマの関連など、本論文の構成を図-1.11に示した。BCP/BCMを念頭に、地震前・中・後のどの断面を対象としたものか、作用評価と構造性能評価に分けて各章の位置付けを示している。

第1章は、本研究で扱う内容の必要性を明確にするため、関係する背景を述べるとともに、具体的な技術課題を示した。本研究の目的が、あくまで実務で現在用いている解析・評価スキームに反映することを述べた。

第2章は、比較的鉄筋比が小さい鉄筋コンクリート製ボックスカルバートの地震によるひび割れ幅を指標とした損傷評価について検討した。そして、実務で用いることが多いファイバー要素による骨組み解析でひび割れ位置と幅を評価する手法を提案する。

第3章は、軟弱粘性土地盤にある杭に作用する地震時極限地盤反力の設定について検討した。そして、実務で多く用いられる応答変位法や有限要素法を用いた地盤・構造物連成

解析の際に用いることができるように、その設定について提案する。

第4章は、応答変位法や有限要素法を用いた地盤～構造物連成解析で得られたPHC杭の地震時発生断面力を用いてせん断破壊の有無を判定する際に必要な終局せん断耐力評価について、特にPHC杭に発生する断面力が引張や低い圧縮軸力となった場合の評価について検討した。そして、終局せん断耐力の評価式を提案する。

第5章は、応答変位法や有限要素法を用いた地盤～構造物連成解析でPHC杭を骨組みモデルでモデル化する際の地盤の拘束効果を考慮した変形特性のモデル化を提案する。

第6章は、液状化対策として砂圧入式静的締固め工法を施工する際の周辺地盤や既設地中構造物・基礎杭に与える影響について、地盤力学に立脚した最新の解析コードを用いて検討した。そして、既設近接構造物に対する影響を評価する際の注意事項を述べるとともに、改良効果の実務で用いる地震応答解析への反映方法について言及する。

第7章は得られた知見を総括した耐震性能照査手法の提案と結論である。2～6章で得られた知見をレビューするとともに、現在の実務の耐震性能照査スキームにどのように反映していくのかを述べることで結論とした。

以上、本論文の成果は、性能規定型耐震性能照査技術の高度化に資するものである。

各章の関係を図-1.12に示す。特に、6章の既設構造物周辺の液状化対策影響の位置付けは、2章の地中構造物に作用する地震時作用荷重を大きく左右するもので、2章で得られる成果を用いて損傷程度を把握し、その結果に応じて液状化対策をどの程度行うのか、6章で得られる既設地中構造物への影響を評価しながら決めていくことになる。

一般に耐震評価の流れからみれば、①作用評価→構造性能評価、②曲げ変形性能評価→せん断耐力照査、の順である。しかし、本論文の構成で①に関わる6章は、液状化対策を常に前提とするものではなく、まず液状化対策を行っていない状態で既設構造物の評価を行うこと、②の4章と5章は検討に用いた解析手法の妥当性確認の観点から通常とは異なる順序になっている。

対象構造物の耐震性能を**地震前・中・後**でどのように定めるか？

実務で現実的に行うことができる手法の範囲で耐震性能の実力評価

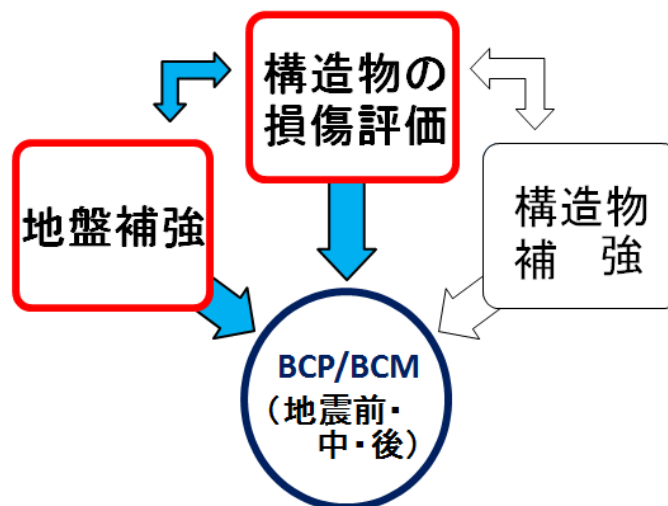


図-1.10 耐震対策のための研究における本論文の範囲

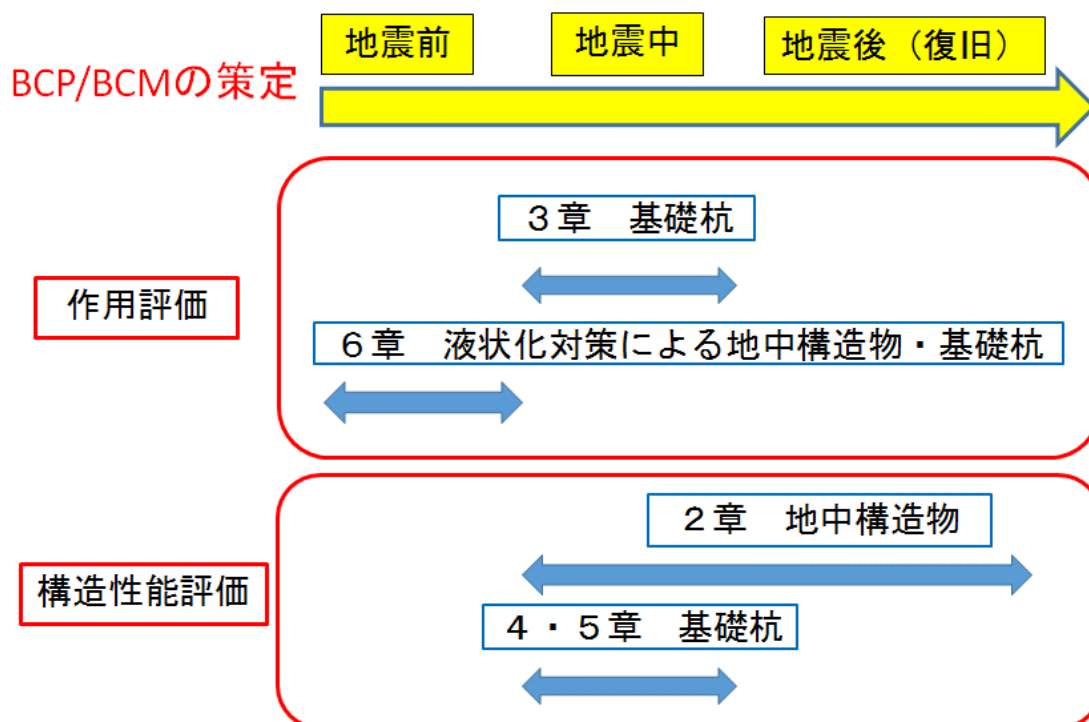


図-1.11 各章の BCP/BCM 検討時系列上の位置付け

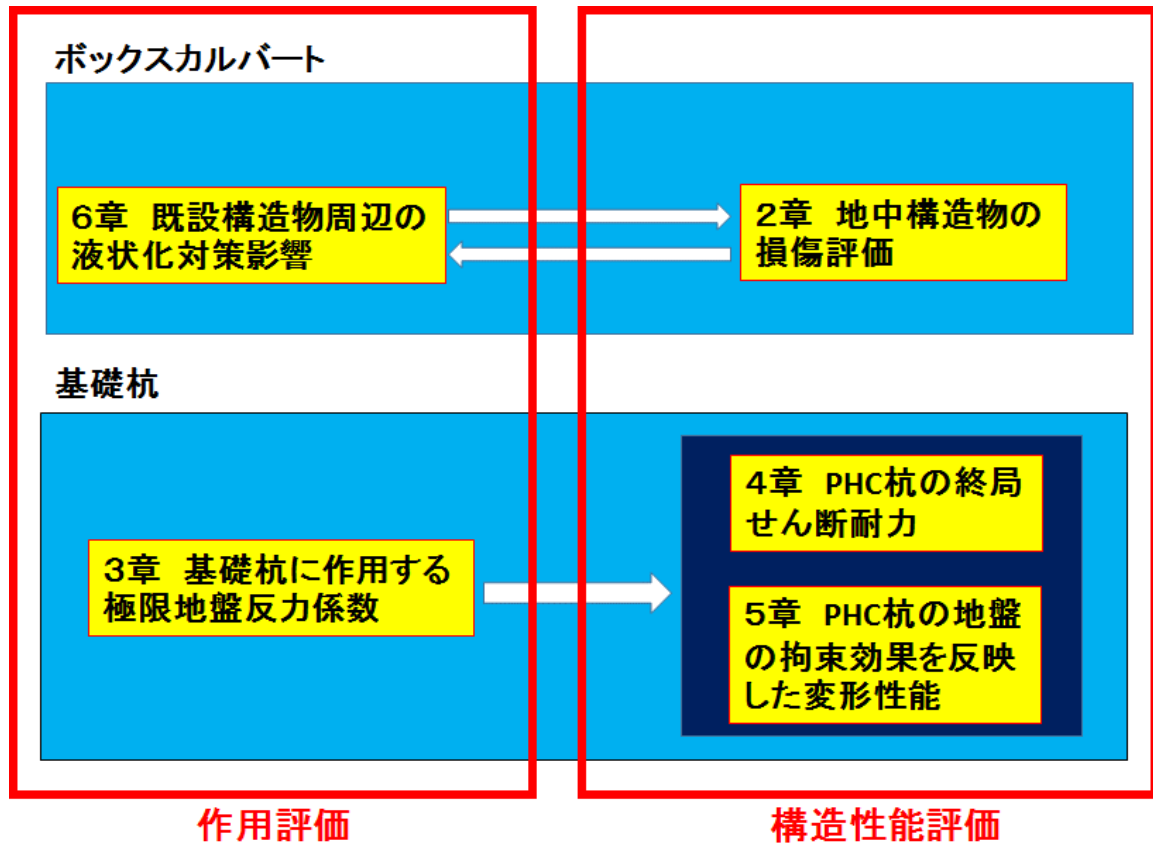


図-1.12 各章の関係

【参考文献】

- 1) 中央防災会議「東海地震に関する専門調査会」：東海地震に関する専門調査会報告，内閣府HP，2001.12.
- 2) 中央防災会議「東南海、南海地震等に関する専門調査会」：東南海、南海地震に関する報告，内閣府HP，2003.12.
- 3) 土木学会：土木構造物の耐震基準等に関する提言（第一次提言），土木学会HP，1995.5.
- 4) 土木学会：土木構造物の耐震基準等に関する提言（第二次提言），土木学会HP，1996.1.
- 5) 土木構造物の耐震設計法に関する特別委員会：土木構造物の耐震設計法等に関する第三次提言と解説，土木学会HP，2000.6.
- 6) 地震工学委員会 耐震基準小委員会：土木構造物耐震設計ガイドライン（案）－耐震基準作成のための手引き－（耐震基準小委員会活動報告），土木学会HP，2001.09.
- 7) 社会環境工学研究連絡委員会自然災害工学専門委員会：災害に強い社会をつくるために，日本学術会議，2000.04.
- 8) 内閣府「南海トラフの巨大地震モデル検討会」：南海トラフの巨大地震による震度分布・津波高について（第一次報告），内閣府HP，2012.04.
- 9) 内閣府「南海トラフの巨大地震モデル検討会」：南海トラフの巨大地震による震度分布・津波高について（第二次報告），内閣府HP，2012.08.
- 10) 日本地震工学会 性能規定型耐震設計法に関する研究委員会：性能規定型耐震設計現状と課題，鹿島出版会，2006.06.
- 11) 土木学会コンクリート委員会：コンクリート標準仕方書 設計編 2012年制定，土木学会，2012.12.
- 12) 土木学会：阪神・淡路大震災調査報告 1～10，土木学会，1997.
- 13) 地盤工学会：小特集：阪神・淡路大震災（その1），土と基礎，1996.2.
- 14) 地盤工学会：小特集：阪神・淡路大震災（その2），土と基礎，1996.3.
- 15) 地盤工学会：特集：地盤地震応答解析の最前線，土と基礎，2015.10.
- 16) 吉見吉昭，福武毅芳：地盤液状化の物理と評価・対策技術，技報堂出版，pp.120-130，2005.
- 17) Asaoka, A.: Consolidation of clay and compaction of sand -An elasto-plastic description-, Keynote lecture, Proc. of 12th Asian Regional Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Leung et al. Singapore, Vol.2, pp.1157-1195, 2003.08.
- 18) Asaoka, A., Noda, T., Yamada, E., Kaneda, K. and Nakano, M.: An elasto-plastic description of two distinct volume change mechanics of soils, Soils and Foundations, Vol.42, No.5, pp.47-57, 2002.

-
- 19) Noda, T., Asaoka, A. and Nakano, M.: Soil-water coupled finite deformation analysis based on a rate-type equation of motion incorporating the SYS Cam-clay model, Soils and Foundations, Vol.48, No.6, pp.771-790, 2008.
 - 20) 土木学会原子力土木委員会：原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル，土木学会，2005.6.
 - 21) 土木学会：2012年制定コンクリート標準仕方書 改訂資料，コンクリートライブラリー138，pp.162-172，2012.12.
 - 22) 非線形時刻歴応答解析プログラム TDAPⅢ：
<http://www.ark-info-sys.co.jp/jp/product/tdap/tdap3/>（2016.10.12.時点），(株)アーク情報システム
 - 23) 地盤・浸透・耐震統合解析システム SoilPlus：
<http://www.engineering-eye.com/SOILPLUS/>（2016.10.12.時点），CTC
 - 24) 二次元動的有効応力解析 FLIP：<http://www.flip.or.jp/>（2016.10.12.時点），一般社団法人 FLIP コンソーシアム
 - 25) 汎用線形 & 非線形構造解析システム DIANA：
http://www.jip-ts.co.jp/product_service/product/diana/（2016.10.12.時点），JIP テクノサイエンス(株)
 - 26) 室野剛隆，野上雄太，田上和也，坂井公俊：GHE-S モデルによる土の動的非線形挙動の評価方法，鉄道総研報告 Vol.25，No.9，2011.9.
 - 27) 矢的照夫，梅原俊夫，青木一二三，中村晋，江寄順一，末富岩雄：兵庫県南部地震による神戸高速鉄道・大開駅の被害とその要因分析，土木学会論文集，No.537/ I -35，pp.303-320，1996.4.
 - 28) 土木学会原子力土木委員会：原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震設計に関する安全性照査マニュアル，土木学会，1992.9.
 - 29) 土木学会：開削トンネルの耐震設計，トンネルライブラリー第9号，1998.
 - 30) 土木学会：トンネル標準仕方書（開削工法・同解説），土木学会，2006.
 - 31) 土木学会：阪神淡路大震災の被害分析に基づくコンクリート構造物の耐震性能照査方法の検証－検討課題と将来像－，コンクリート技術シリーズ 36，2000.
 - 32) 土木学会：コンクリート構造物の非線形解析技術研究小委員会 成果報告書，コンクリート技術シリーズ 50，2003.
 - 33) 日本コンクリート工学協会：構造技術者のための非線形有限要素法の基礎と応用と実例－非線形有限要素解析法の利用に関する研究委員会報告書－，2008.9.
 - 34) 内田裕市，瀬古繁喜，六郷恵哲，小柳洽：寸法依存性に着目した低鉄筋 RC はりの曲げ破壊性状，土木学会論文集，No.451/V-17，pp.129-138，1992.8.

-
- 35) 土木学会原子力土木委員会：原子力発電所屋外重要土木構造物の構造健全性評価に関するガイドライン 2012, 土木学会, 2012.10.
- 36) 松尾豊史, 金津努, 大友敬三, 福本彦吉：コンクリート製地中構造物の合理的な耐震性能評価指標に関する検討, 土木学会地震工学論文集, Vol.27, No.0163, pp.1-8, 2003.
- 37) 堀越研一, 大津宏康, 末岡徹, 亀村勝美：1995 兵庫県南部地震によって被災した杭の詳細調査, 大成建設技術研究所報, 第 29 号, pp. 59-64, 1996.
- 38) 土質工学会編：土と基礎 実用数式・図表の解説, 土質基礎工学ライブラリー7, pp. 201-205, 1987.
- 39) 松井保, 南莊淳, 安田扶律, 中平明憲, 黒田兆次：臨界埋立地盤における道路橋基礎杭の地震時損傷要因に関する考察, 土木学会論文集, No.638/III-49, pp.259-271, 1999.12.
- 40) Broms, B. B.: Lateral resistance of piles in cohesive soils, Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, 1964.3.
- 41) Randolph, M. F. and Houlsby, G. T.: The limiting pressure on a circular pile loaded laterally in cohesive soil, Geotechnique, Vol.34, No.4, pp.613-623, 1984.
- 42) Martin, C. M. and Randolph, M. F.: Upper-bound analysis of lateral pile capacity in cohesive soil, Geotechnique, Vol.56, No.2, pp.141-145, 2006.
- 43) 橋本理, 末政直晃, 片田敏行, 中村和之：すり抜け破壊領域における杭の水平抵抗, 第 31 回地盤工学研究発表会, pp. 1771-1772, 1996.
- 44) 金丸裕秀, 末政直晃, 片田敏行, 中村和之：地震時における粘土地盤中の地盤反力－杭変位関係, 第 10 回日本地震工学シンポジウム, pp. 2063-2068, 1998.
- 45) 松井保：主働杭と受働杭, 技術手帳, 土と基礎, Vol. 30, No. 7, pp. 103-104, 1982
- 46) Ito, T. and Matsui, T.: Methods to estimate lateral force acting on stabilizing piles, Soils and Foundations, Vol.15, No.4, pp.43-59, 1975.
- 47) 渡部要一, 竹村次朗, 木村孟：裏込め載荷時の軟弱粘土地盤と杭基礎の相互作用に関する実験的研究, 土木学会論文集, No.523/III-32, pp.111-123, 1995.9.
- 48) 岸田英明, 中井正一：地盤の破壊を考慮した杭の水平抵抗, 日本建築学会論文報告集, No.281, pp.41-55, 1979.
- 49) 社団法人日本道路協会：杭基礎設計便覧, 2007.1.
- 50) 社団法人コンクリートパイル建設技術協会：既製コンクリート杭－基礎構造設計マニュアル－土木編, 2003.3.
- 51) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針, 2001.10.
- 52) 社団法人コンクリートパイル建設技術協会：既製コンクリート杭－基礎構造設計マニュアル－建築編, 2009.5.

-
- 53) 後藤康明, 柴田拓二: 遠心力 PC (PHC) 杭剪断耐力推算式, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.983-984, 1985.10.
- 54) 岸田慎司, 堀井昌博, 桑原文夫, 林静雄: 大口径 PHC 杭のせん断強度に関する実験研究, 日本建築学会構造系論文集, pp.123-130, 1998.8.
- 55) 岸田慎司, 堀井昌博, 桑原文夫, 林静雄: 大口径 PHC 杭のせん断終局強度の計算方法に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 532 号, pp.103-110, 2000.6.
- 56) 白石一郎, 林静雄, 桑原文夫, 堀井昌博: 大口径 PHC 杭の破壊機構と終局強度に関する一考察, コンクリート工学論文集, 第 8 巻第 1 号, pp.85-93, 1997.
- 57) 白石一郎, 林静雄, 桑原文夫, 堀井昌博: 大口径 PHC 杭の実用せん断強度式, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.20, No.3, pp.421-426, 1998.
- 58) 山本直孝, 岸田慎司, 香取慶一, 林静雄: 大口径 PHC 杭のせん断破壊性状に関する解析的研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.20, No.3, pp.379-384, 1998.
- 59) 今村年成, 室野剛隆, 永尾拓洋: 地盤による拘束圧を考慮した RC 杭の変形性能の評価手法に関する検討, 土木学会地震工学論文集, 2005.
- 60) 白戸真大, 福井次郎, 中谷昌一: ファイバー要素を用いた数値解析による場所打ち杭基礎の変形性能評価, 日本地震工学会論文集, 第 6 巻, 第 4 号, pp.38-54, 2006.
- 61) 黒正清治, 和田章, 小林克巳, 光木史朗, 上田邦成: 軸力と水平力を受ける高強度 PC 杭の力学的性状に関する実験 高強度 PC 杭の耐力変形性能向上に関する研究(1), 日本建築学会論文報告集, 第 376 号, pp.71-80, 1987.6.
- 62) 六車熙, 渡辺史夫, 幅伊佐男, 浅井政宏: 超高強度 PC くい曲げ靱性改善, 第 7 回コンクリート工学年次講演会論文集, pp.465-468, 1985.5.
- 63) 星隈順一, 大塚久哲, 津田和義, 長屋和宏: 高強度プレストレストコンクリート杭の変形性能とその評価法, 土木学会論文集, No.570/I-40, pp.239-248, 1997.7.
- 64) (一財) 国土技術研究センター: SAVE コンポーザー (低振動・低騒音) の静的締固め工法, 建設技術審査証明事業 (一般土木工法) 報告書, 2002.05.
- 65) Nozu, M., Matsunaga, Y., Ohbayashi, J.: Application of the static sand compaction pile method to loose sandy soil, IS-TOHOKU, 1998.
- 66) 浅岡顕, 高稲敏浩, 野津光夫: 各種構造物の実例にみる地盤改良工法の選定と設計—地盤改良と土質力学 (その 2)—, 土と基礎, 48(2), pp.49-54, 1999.
- 67) (一財) 国土技術研究センター: SAVE-SP 工法 (砂圧入式静的締固め工法), 建設技術審査証明事業 (一般土木工法) 報告書, 2014.10.
- 68) 今井優輝, 大林 淳, 福島信吾, 伊藤竹史: 砂圧入式静的締固め工法(SAVE-SP 工法)の改良効果と適用事例, 第 54 回地盤工学シンポジウム論文集, pp.579-584, 2009.

-
- 69) 野田利弘, 中野正樹, 水野和憲, 竹内秀克: 砂杭造成によるゆるい砂質地盤の締固め効果に関する水～土連成解析, 地盤工学論文報告集(Soils and Foundations), 41(4), pp.113-123, 2001.
- 70) Nakano, M., Yamada, E. and Noda, T.: Ground improvement reclaimed land by compaction through cavity expansion of sand piles, Soils and Foundations, Vol.48, No.5, pp.653-672, 2008.
- 71) (社)地盤工学会: 地盤改良の予測と実際, 地盤工学・実務シリーズ 11, pp.195-197, 2000.
- 72) 龍岡文夫, 福島伸二: 砂のランダム繰返入力に対する応力～ひずみ関係のモデル化について(1), 生産研究, 第 30 巻, 9 号, pp.26-29, 1978.
- 73) 國生剛治, 桜井彰雄: Modified Hardin-Drnevich モデルについて, 第 33 回土木学会年次講演会講演概要集Ⅲ, pp.116-117, 1978.
- 74) (社)地盤工学会: 打戻し施工によるサンドコンパクションパイル工法 設計・施工マニュアル, (社)地盤工学会, pp.96-102, 2009.
- 75) 森田年一, 井合進, Hanlong Liu, 一井康二, 佐藤幸博: 液状化による構造物被害予測プログラム FLIP において必要な各種パラメタの簡易設定法, 港湾技研資料 No.869, 1997.6.
- 76) (社)地盤工学会: 液状化対策工法, 地盤工学・実務シリーズ 18, (社)地盤工学会, pp.244-245, 2004.
- 77) 一井康二, 上田恭平, 溜幸生, 中原知洋: FLIP を用いた地盤地震応答解析の最前線, 地盤工学会誌, Vol.63, No.10, pp.8-11, 2015.10.
- 78) 樋口俊一, 濱田政則, 谷賢俊: 抑止杭による護岸近傍の液状化側方流動対策に関する数値シミュレーション, 地盤工学研究発表会発表講演集, pp.1553-1554, 2010.7.

第2章 鉄筋比が比較的小さい鉄筋コンクリート製地中構造物の 構造性能評価

2.1 緒論

第1章序論2節で示した課題である鉄筋比が比較的小さい鉄筋コンクリート製地中構造物の地震時変形性能とひび割れの発生状態等の特徴を把握し、ひび割れ幅の推定を行うことができるようにする実務的な手法の提案が本章の研究目的である。

これまでも、鉄筋コンクリート製地中構造物を対象とした実物大実験が実施され、その地震時変形性能やひび割れの発生状態等が検討されている^{1),2)}が、引張鉄筋比が比較的大きい0.5%程度の設計地震動が大きい重要土木構造物を対象としたものがほとんどであり、比較的铁筋比の小さい一般土木構造物を対象とした検討はほとんどない。ここで鉄筋比が比較的小さいとは、コンクリート標準仕方書の構造細目で規定されている最少鉄筋量0.2%程度を想定している。

そこで、比較的铁筋比が小さいボックスカルバートを対象として、実構造物の部材の一部をモデル化した供試体による交番載荷実験を行い、変形性能やひび割れ性状について把握するとともに、有限要素法を用いた実験再現解析により解析手法の妥当性・適用性について検討を行った。そして、その解析手法により実構造物の挙動予測解析を行い、実務で用いるファイバーモデルによる解析結果と比較した。最終的に、解析結果に基づき、ファイバーモデルによる解析からひび割れ幅を指標とした損傷評価について検討を行い、ひび割れ幅推定手法の提案を行う。

2.2 実物大部材供試体の正負交番載荷実験

(1) 実験概要

供試体形状は、ボックスカルバートにおけるハンチ域を含む基部付近を取り出し2体貼り合せたものを仮定し、断面寸法および配筋は2.4節で示す図-2.12の諸元を有する実構造物をモデルとした。

供試体概要を図-2.1に示す。断面は $500 \times 400\text{mm}$ 、軸方向鉄筋はD16 (SD295)を4本配置し、有効断面における引張鉄筋比は0.26%である。ハンチ筋の有無が力学挙動に及ぼす影響を検討するため、1体はハンチ筋がないものを作製した。No.1がハンチ筋あり、No.2がハンチ筋なしである。ハンチ筋は、図-2.1に示すように折り曲げ後に十分な余長を確保し配置した。

コンクリートは、設計基準強度21 MPaとし、常圧蒸気養生により強度発現を促進した。コンクリートの材齢ごとの圧縮強度および載荷実験時の材齢を表-2.1に示す。鉄筋の降伏応力は344 MPaであった。載荷ステップを表-2.2に示す。鉄筋降伏までは荷重制御、その後は変位制御による交番載荷とし、正側載荷・除荷後に写真-2.1に示す治具を用いて供試体の上下を反転させた後に、負側載荷を行った。荷重はジャッキ下に設置した300kNロードセルによって計測し、変位は支点中心位置と供試体中央の鉛直方向相対変位を直接計測した。ひび割れ幅は、ひび割れ発生確認後、パイ型変位計を図-2.1に示す供試体側面の断面上下端に接着して計測した。鉄筋のひずみは、図-2.1に示す鉄筋位置に貼付けたひずみゲージにより計測した。

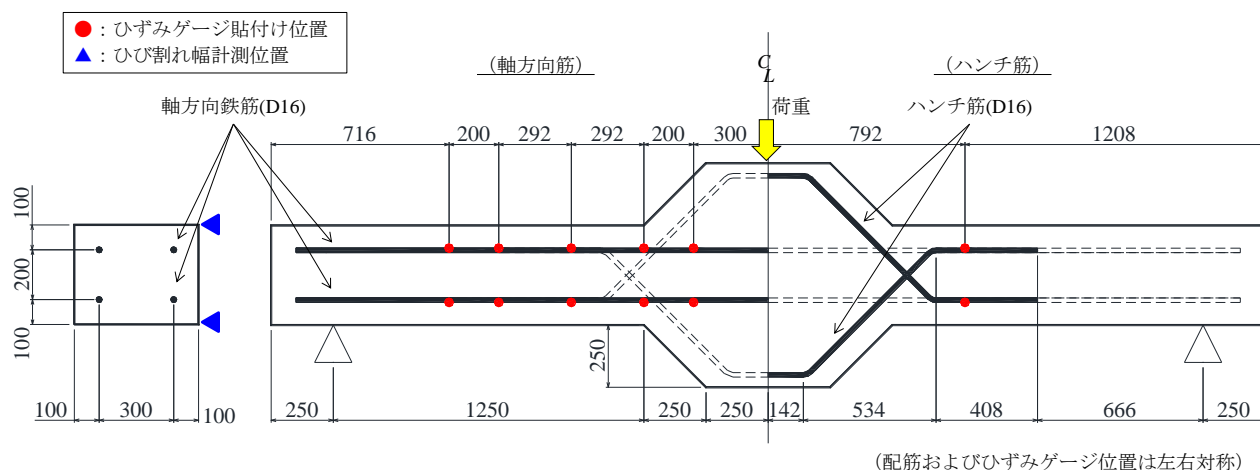


図-2.1 供試体の概要 (単位:mm)

表-2.1 コンクリートの圧縮強度

供試体	圧縮強度 (MPa)		載荷材齢 (日)
	7 日	28 日	
No.1	23.4	34.0	27
No.2	21.5	25.4	26

表-2.2 載荷ステップ

供試体	載荷ステップ※
No.1	$\pm 30\text{kN}$, $\pm 50\text{kN}$, $\pm 4.3\text{mm}$ (鉄筋降伏), $\pm 8.8\text{mm}$, $\pm 15\text{mm}$, $+43\text{mm}$
No.2	$\pm 32\text{kN}$, $\pm 3.5\text{mm}$ (鉄筋降伏), $\pm 8.9\text{mm}$, $+44\text{mm}$

※載荷条件により正負で若干異なる値となっている。

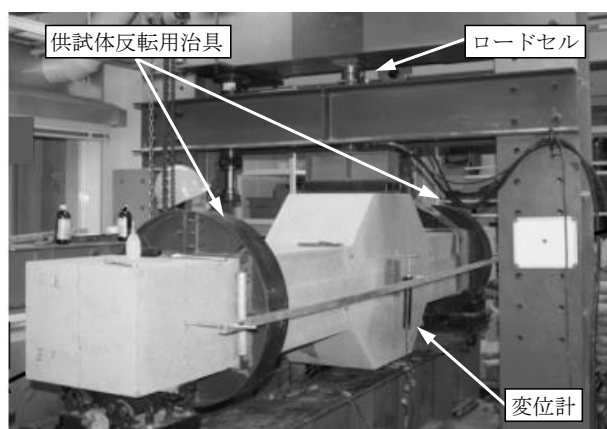


写真-2.1 載荷実験状況

(2) 実験結果

(a) 荷重～変位関係

図-2.2 に荷重～変位関係を示す。ハンチ付根部から支点までの長さ（図-2.1 に示す 1250mm 部）を部材長とすると、No.1, No.2 とともに部材角 1/30（鉄筋降伏時変位 δy の 10 倍）以上の大変形時まで荷重が低下することではなく、変形性能に富んだ挙動を示した。また、内部履歴については、比較的早期に逆 S 字形が卓越する挙動を示した。この理由としては、比較的小さい鉄筋比であることから、ひび割れ本数が少なく、ひび割れ位置でひび割れ幅が大きくなり、その断面での挙動が支配的になったためと考えられる。

最大荷重は、ハンチ筋のない No.2 が 105kN であるのに対し、No.1 は 130kN であることから、ハンチ筋が耐力増加に約 2 割寄与していることがわかった。正負で荷重が異なる結果となっているが、これは荷重がゼロになった時点（自重のみが作用している時点）で一度計測を止め、供試体を正負反転後に反転前のデータをイニシャル値として計測を再開したため、反転時に作用する自重の 2 倍の荷重値および変位量が計測結果に含まれていないためである。また、供試体を所定の位置に設置してからイニシャル値の計測を行ったため、計測値には供試体の自重（22.1 kN）による荷重および変位が含まれていないことに注意が必要である。なお、No.1 において、変位 -8.8mm からの除荷時に変位が増加（より負側へ進展）しているが、データ計測の誤差等によるものと考えられる。

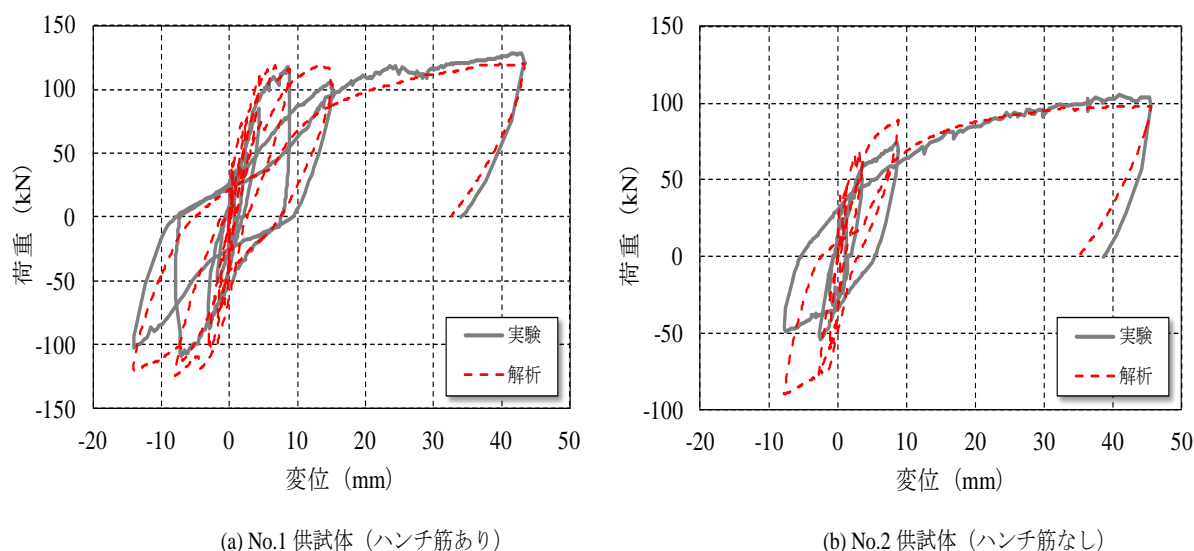


図-2.2 荷重－変位関係

(b) コンクリートのひび割れ発生状況

実験終了時のひび割れ状況を写真-2.2 および図-2.3 に示す。いずれの供試体も、ひび割れの発生は数本のみであった。また、コンクリートの圧縮損傷もほとんど生じていなかった。なお、写真は、実験終了後に供試体を載荷フレームから下ろし、実験時と異なる支持条件（No.1, No.2 の両者ともに異なるスパン長）での状況写真であり、ひび割れ幅の相違については注意が必要である。

No.1 は、30 kN 時にハンチ付根部に第 1 ひび割れが発生し、50 kN 時に第 2 ひび割れが発生した。その後鉄筋が降伏しても、新たなひび割れは発生せず、既に発生した第 1, 第 2 ひび割れが進展した。第 3 ひび割れは、図-2.4(a) の第 1 ひび割れ幅が一定になる変位 25mm（部材角 1/50）時点で供試体反転用治具内に発生したと考えられ、曲げせん断ひび割れの特徴を示した。この第 3 ひび割れはハンチ筋の外側（段落し部に相当）に生じ、これ以降は第 3 ひび割れの影響が支配的になっている。なお、治具の関係で第 3 ひび割れの詳細な計測はしていない。ハンチ筋のない No.2 は、第 2 ひび割れが 32 kN 程度と低い荷重で発生

したことで、第3 ひび割れが発生しなかった点が、ハンチ筋を有する No.1 の結果と異なった。

図-2.4 にひび割れ幅と変位の関係を示す。第1 ひび割れについては、No.1 で変位 25mm, No.2 で変位 30mm 程度まではほぼ線形的にひび割れ幅が増大している。このことは、対象とした供試体が比較的小さい鉄筋比であり、ひび割れ部の開閉が支配的な剛体的挙動を示したためと推測される。なお、第2 ひび割れの幅は、供試体によらず第1 ひび割れの半分程度以下であり、このことから第1 ひび割れの開口挙動が部材の変形挙動に対し支配的であることがわかる。

図-2.5 に残留ひび割れ幅と最大ひび割れ幅の関係を示す。残留ひび割れ幅は、載荷段階ごとの最大ひび割れ幅と線形関係にあり、最大ひび割れ幅の約 80%であった。また、ひび割れ間隔については、350～400mm 程度であり、土木学会コンクリート標準示方書³⁾（以下 RC 示方書とする。）によるひび割れ間隔算定式から求まる 567mm の 70%であった。

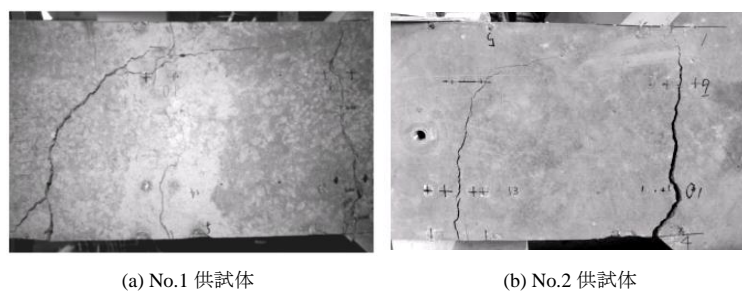


写真-2.2 載荷終了時のひび割れ状況（左側）

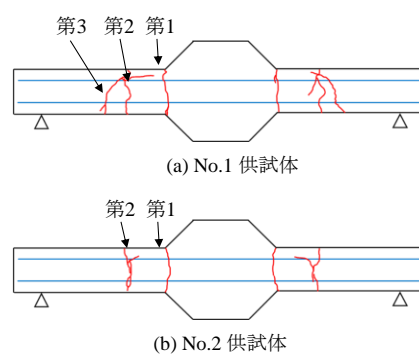


図-2.3 実験終了時のひび割れ状況

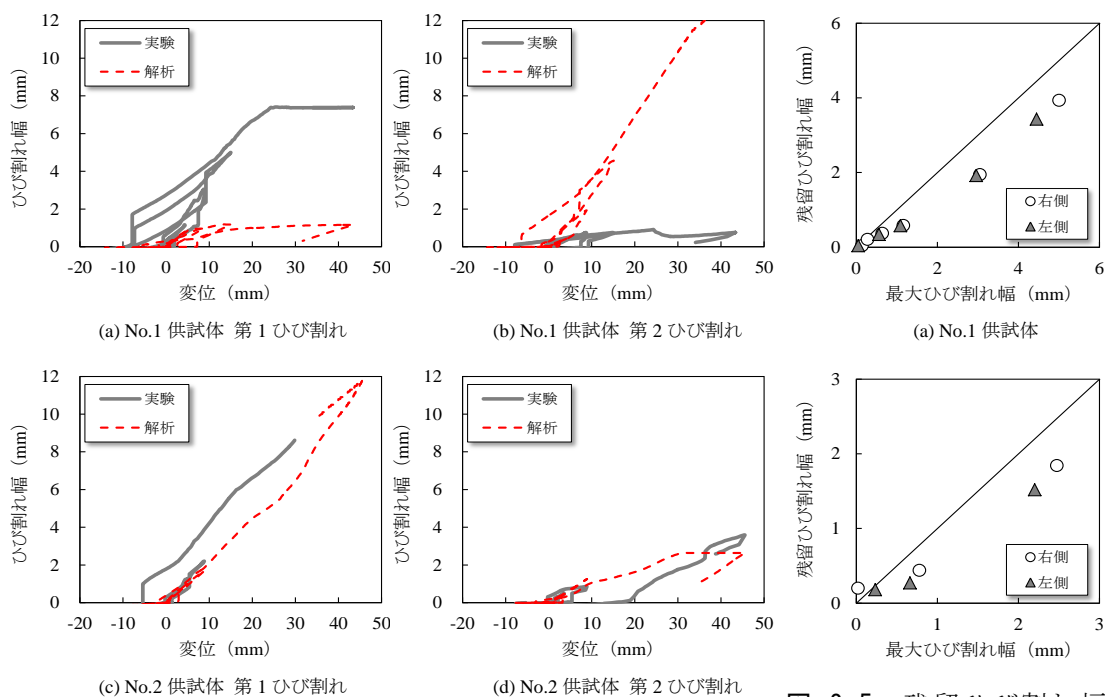


図-2.4 ひび割れ幅と変位の関係（正側載荷左側）

図-2.5 残留ひび割れ幅と最大ひび割れ幅の関係

(c) 鉄筋ひずみ

図-2.6 にハンチ付根部の軸方向鉄筋およびハンチ筋のひずみと変位の関係を示す。軸方向鉄筋ひずみは、実験データから、ひび割れ位置（ハンチ付根部）と対応して $10,000\mu$ 前後まで増加しており明らかに鉄筋降伏し、その後急減して一定値となっている。これは、対象とした部材の鉄筋比が比較的小さいため、コンクリートとの付着が劣化してすべりが生じやすくなり、ひずみが平均化する挙動を示したと考えられる。なお、ひずみゲージのデータについては、大きな塑性ひずみを示した後も安定的に数値が得られており、ある程度信頼性があると考えられる。また、ハンチ筋にも載荷初期からひずみが生じており、引張抵抗力として機能していることがわかった。

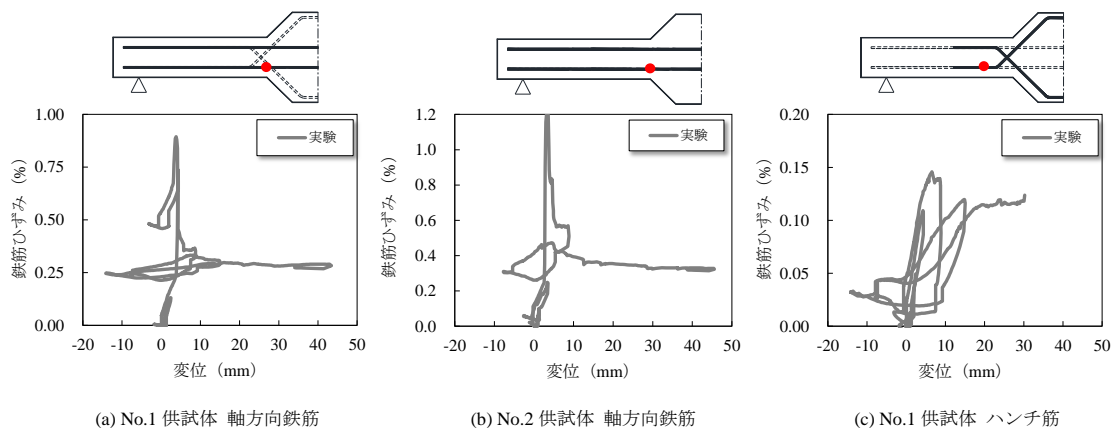


図 2-6 鉄筋ひずみと変位の関係（正側載荷左側）

2.3 有限要素法による部材供試体の解析的評価

(1) 解析概要

(a) 解析手法

解析は、4 節点アイソパラメトリック要素を用いた非線形二次元有限要素解析により行った。構成則には、名古屋大学で開発された格子等価連続体モデル⁴⁾を用いた。格子等価連続体モデルは、コンクリートおよび補強筋の耐荷機構と、ひび割れ面におけるせん断伝達を等価な格子成分によりモデル化し、各格子成分に一軸の応力～ひずみ関係を用いることで RC 構成則を構築する手法である。

解析で用いたコンクリートの応力～ひずみ関係を図-2.7 に示す。圧縮を受けるコンクリートの応力～ひずみ関係には、圧縮強度までは Saenz のモデル⁵⁾を用い、その後は応力が直線的に低下するモデルとした。ひずみ軟化領域には、Nakamura and Higai が提案する圧縮破壊エネルギー G_{fc} ⁶⁾を考慮し、等価長さ L_{eq} を用いて解の要素寸法依存性の低減を図っている。また、Collins らが提案する圧縮低減係数 η ⁷⁾を導入することで、ひび割れ進展方向の圧縮強度の低下をモデル化した。引張を受けるコンクリートの応力～ひずみ関係には、破壊エネルギーを考慮した 1/4 モデル³⁾を用いた。鉄筋の応力～ひずみ関係には、バイリニア型を仮定した。また、鉄筋を離散的にモデル化した場合には、付着応力～すべり関係を導入したリンク要素を考慮することで、鋼材とコンクリートとの付着挙動をモデル化した。図-2.8 および式(1)に本研究で用いた付着応力～すべり関係を示す。このモデルは、付着強度までは、菅ら⁸⁾が RC 部材解析への適用のために提案した、島らのマッシブなコンクリートに対するモデルの付着強度⁹⁾を 0.4 倍し曲率を変化させたモデルである。また、付着強度以降は、直線的な軟化挙動を仮定し、軟化後は付着強度の 0.1 倍で一定とした。

$$\tau = \begin{cases} 0.4 \times 0.9 \times (f'_c)^{2/3} (1 - \exp(-40(s/D)^{0.5})) & 0 \leq s \leq s_1 \\ \tau_{\max} - (\tau_{\max} - 0.1\tau_{\max})(s - s_1)/(s_2 - s_1) & s_1 \leq s \leq s_2 \\ 0.1 \times \tau_{\max} & s_2 \leq s \end{cases} \quad (1)$$

ここで、 τ は付着応力 (MPa)、 f'_c はコンクリートの圧縮強度 (MPa)、 s はすべり量 (mm)、 D は鉄筋径 (mm)、 s_1 、 s_2 はそれぞれ 0.2 mm、0.4 mm である。本解析手法は、コンクリートと鉄筋の付着挙動をモデル化しているため、付着伝達とすべりにより生じる離散的なひび割れ性状まで評価できるのが特徴である¹⁰⁾。

(b) 解析モデル

図-2.9 に解析モデルを示す。完全付着と仮定した場合の曲げ耐力時の中立軸が 23.2mm であることを勘案し、中立軸内に少なくとも一要素が配置されるように基部付近の最外縁の要素寸法を 20mm×20mm とした。また、鉄筋はハンチ筋を含めすべてトラス要素により

モデル化した。境界条件は、実験での支点位置の上下鉛直変位を拘束し、図中の●点における節点を変位制御することにより集中荷重を行った。実験では自重によるたわみは計測していないが、自重の影響が RC はりの挙動に与える影響は大きいと考えられるため、解析でも実験状況を再現するように、コンクリートの単位体積重量 $23 \text{ (kN/m}^3\text{)}$ をそれぞれの要素に与え、節点に分配し外力として考慮した。荷重反転時には自重の2倍を上下逆方向に作用させることで、実験と同様の条件を再現した。

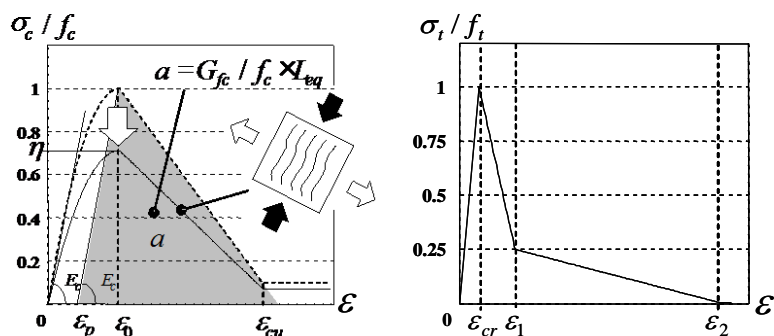


図-2.7 コンクリートの応力-ひずみ関係

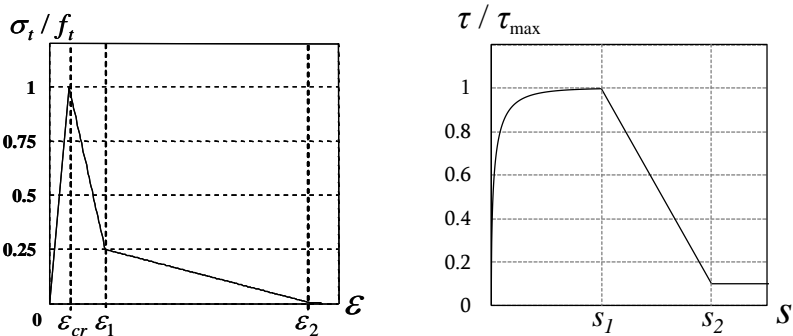


図-2.8 付着応力-すべり関係

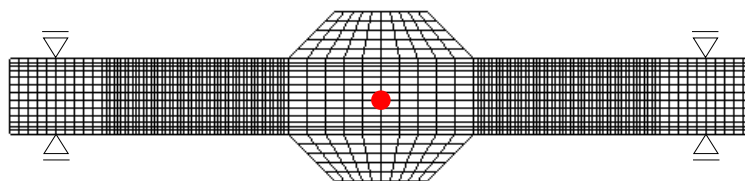


図-2.9 解析モデル図

(2) 実験結果との比較

(a) 荷重～変位関係

図-2.2 に解析より得られたそれぞれの供試体の荷重～変位関係を実験結果と併せて示す。なお、解析における荷重と変位は、実験と同様の方法により評価している。

図より、No.1 においては、解析はひび割れ発生後の剛性低下挙動や鉄筋が降伏する挙動を概ね評価できている。また、自重を考慮することで荷重ゼロを前後して剛性が急激に変化する挙動を再現できている。一方、No.2 においては、変位 $\pm 10\text{mm}$ 繰返しサイクルまでは荷重を過大評価しているものの、概ね挙動を表現している。どちらの供試体においても、除荷時の剛性やその後の荷重が増加していく内部履歴挙動も若干の差異は見られるものの、概ね評価できていることが分かる。本節で実施した有限要素解析を用いることで構造物の有する変形性能を概ね評価することができた。

(b) ひずみ分布性状およびひび割れ幅

図-2.10 に $2\delta_y$ 時のコンクリートの軸方向引張ひずみ分布を実験で観察されたひび割れ状況と併せて示す。なお、対象とした供試体では、曲げ挙動が支配的であったため、軸方向引張ひずみ分布において引張ひずみが大きくなる位置は、解析上のひび割れ発生箇所に対応する。No.1 においては、図-2.10(a)より引張ひずみはハンチ付根部とそこから 1D 程度支点側へ離れた位置において卓越していることが分かる。ひずみが卓越している位置は、それぞれ実験のひび割れ発生位置に対応しており、解析によりひび割れ発生位置も評価可能であるといえる。実験ではハンチ付根部のひび割れ幅が拡大する挙動が得られたが、解析ではハンチ付根部から離れた第 2 ひび割れが卓越する結果が得られた。No.2 においては、図-2.10(b)よりハンチ付根部とそこから 1D 程度支点側へ離れた位置において引張ひずみが卓越しており、No.1 同様に実験におけるひび割れ発生位置を妥当に評価していることが分かる。No.2 では実験同様にハンチ付根部のひび割れが卓越する結果が得られた。

解析において No.1 と No.2 でひび割れの卓越する傾向が異なった理由としては、No.1 ではハンチ筋の影響により、第 1 ひび割れの開口が抑制されたためであると推察される。

図-2.4 に解析より得られたひび割れ幅～変位関係を実験結果と併せて示す。既に述べたように、No.1 は実験では第 1 ひび割れが拡大する挙動を示したのに対し、解析では第 2 ひび割れが拡大する挙動を示した。一方、No.2 については、実験と解析はひび割れ幅開口の傾向はよく一致している。No.2 においては、変位が小さい繰返し領域において、解析はひび割れ幅を過小に評価する結果となっていることから、付着による応力伝達により、鉄筋がより大きな応力を負担することになり、図-2.2(b)に示すように荷重を過大に評価したものと考えられる。

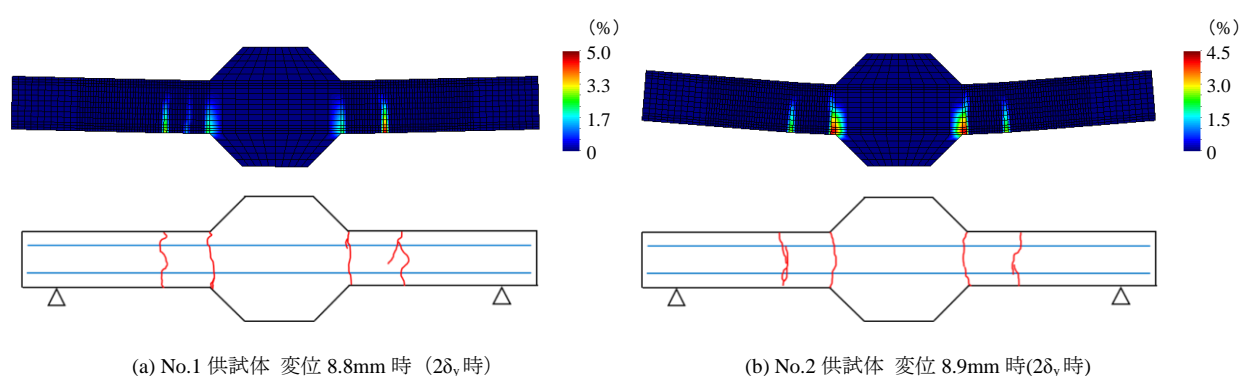


図-2.10 軸方向引張ひずみ分布（上段：解析結果）とひび割れ状況（下段：実験結果）

(c) 軸方向鉄筋のひずみ

図-2.11 に軸方向鉄筋のひずみ分布の推移を実験結果と併せて示す。図の横軸は供試体中心をゼロ点としたひずみ計測点までの距離であり、供試体右側を正としている。図より、

いずれの供試体においても、ひずみの拡がりや鉄筋が塑性化する挙動を概ね評価できていることが分かる。No.2 については、No.1 に対しハンチ筋がない分、ひずみの拡がりが小さくなっており、局所的に大きなひずみが生じる挙動を再現していることが確認できる。

以上のように、本解析手法を用いることで、比較的鉄筋比の小さい RC 部材の挙動を、荷重～変位関係のみならず、ひび割れ性状、ひび割れ幅の開口挙動、鉄筋ひずみ等の局所的な挙動を概ね評価することができた。

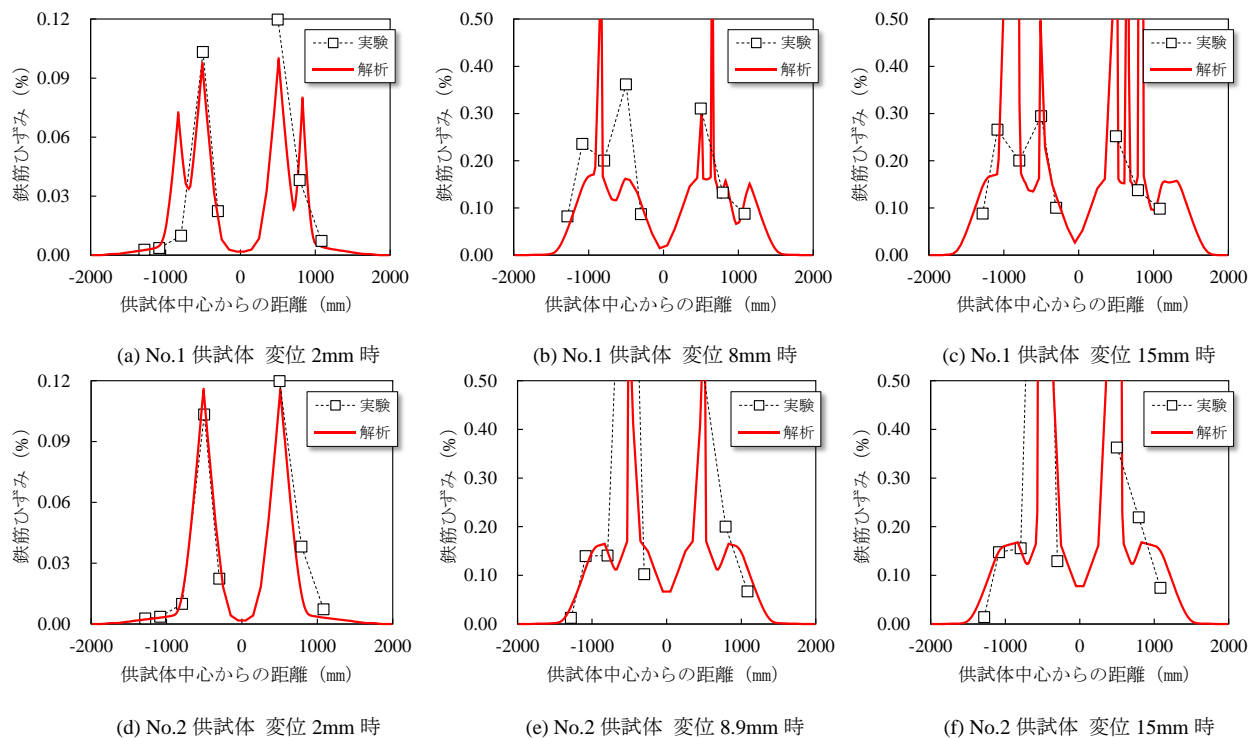


図-2.11 軸方向鉄筋のひずみ分布の推移（正側載荷引張側）

2.4 実構造物を対象とした有限要素法による構造性能評価

本節では、軸力を導入していない部材供試体の挙動について有限要素解析手法の適用性を確認した。本節では、同様の部材諸元を有する実構造物を模擬した数値実験により挙動の評価を行った。なお、軸力が作用する場合における同解析手法の適用性については別途確認している^{11),12)}。

(1) 数値実験の対象構造物の諸元

対象構造物の断面図、配筋図を図-2.12に示す。内空 4400×4600 mm の3連RC製ボックスカルバートであり、純かぶり 92mm、部材厚 400mm、引張鉄筋比は損傷が懸念される側壁内側で 0.26% (D16@250mm) と比較的小さい。なお、ハンチ筋は、折り曲げ後の余長を 100mm 程度確保している。

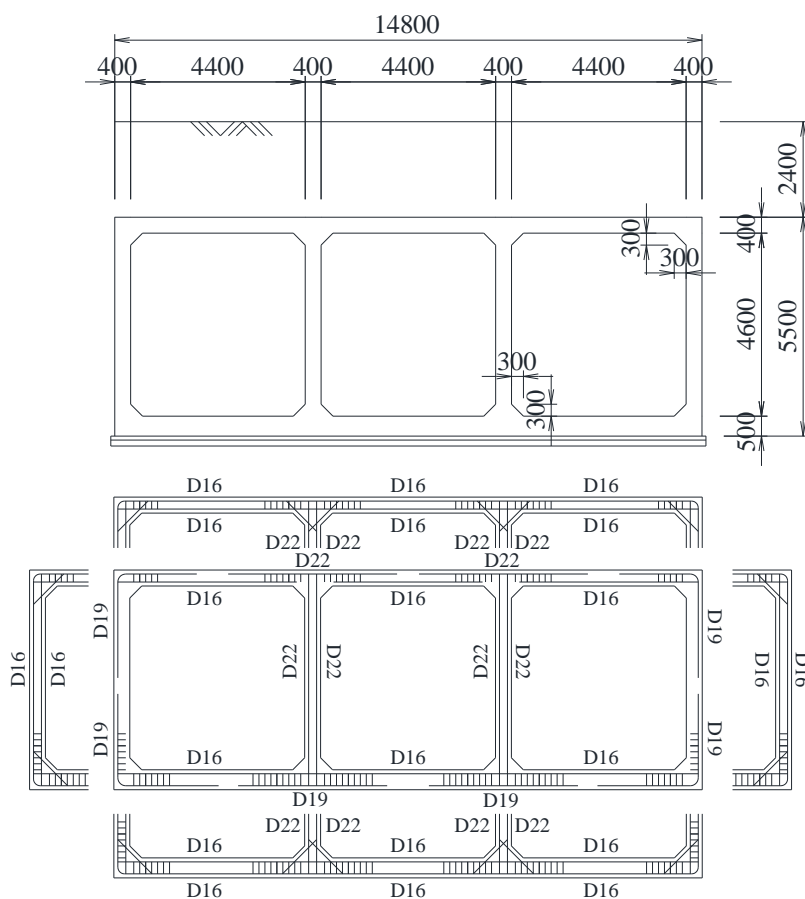


図-2.12 断面図および配筋図（単位：mm）

(2) 解析モデル

解析モデルを図-2.13に示す。要素寸法は2.3節で行った部材解析と同様に、壁基部最外縁の要素寸法を $20\text{mm} \times 20\text{mm}$ とした。奥行きは、軸方向鉄筋間隔を考慮して 250mm とし、断面内に鉄筋1本ずつそれぞれ配置した。鉄筋はハンチ筋も含めすべてトラス要素で

モデル化し，付着応力～すべり関係を導入した．帯鉄筋は分散鉄筋要素によりモデル化した．境界条件は底版下部を固定端とし，上載土圧 38.2kN/m² を作用させた．本検討においては，一般的なボックスカルバートの実験条件を念頭に，頂版左右端部 5 節点を変位制御することで集中載荷による交番載荷を行った．載荷ステップは，載荷点変位で 3, 10, 30, 50, 100mm とした．コンクリートと鉄筋の応力～ひずみ関係は 2.3 節と同様であり，材料物性は表-2.3 に示す実強度を用いた．

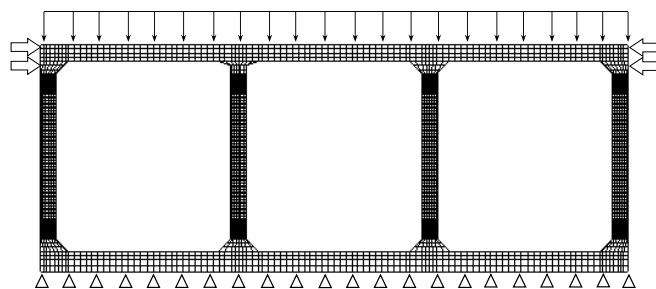


図-2.13 解析モデル図

表-2.3 材料特性

コンクリート	圧縮強度 f_c (MPa)	25.2
	引張強度 f_t (MPa)	1.98
	ヤング係数 E_c (GPa)	26.0
	ポアソン比 ν_c	0.18
鉄筋	降伏強度 f_y (MPa)	325
	ヤング係数 E_s (GPa)	200
	ポアソン比 ν_s	0.30

(3) 解析結果

荷重～変位関係を図-2.14 に示す．なお，荷重は載荷点の反力を，変位は載荷位置中央節点の水平変位を示す．曲げひび割れの発生とともに徐々に勾配が緩やかになり，変位 20.2mm で右側壁下部の鉄筋が降伏する挙動を示した．その後も荷重が増加し，100mm（部材角約 1/50）時点でも紡錘型の安定的なループを描き，十分な変形性能を有していることがわかる．図-2.15 に変位 50mm 時のコンクリート引張ひずみ分布を示す．構造物の局所的な挙動の特徴としては，部材モデル同様にハンチ付根部でひずみが集中する局所化挙動が見られ，各壁基部において 3 本から 5 本程度のひび割れが生じている．図-2.16 に右隔壁基部の表面ひび割れ幅の変化を示す．100mm 変形時で 2mm 程度のひび割れ幅となった．図-2.14 から 100mm 変形後の残留変位は 50mm 程度であり，1 本のひび割れが卓越していることから変位とそのひび割れ幅が比例関係に近いと考えると，100mm 変形後の残留ひび割れ幅は約 1mm である．上載土圧による軸力の影響もあり，変形時のひび割れ幅に対して除荷時の残留ひび割れ幅は比較的小さいものと予想される．

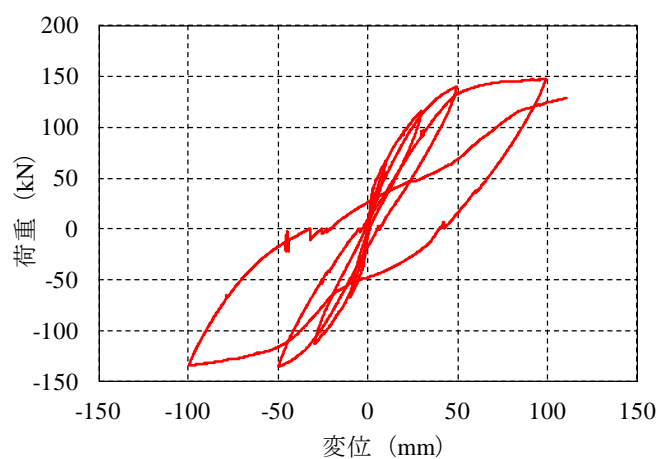


図-2.14 荷重－変位関係

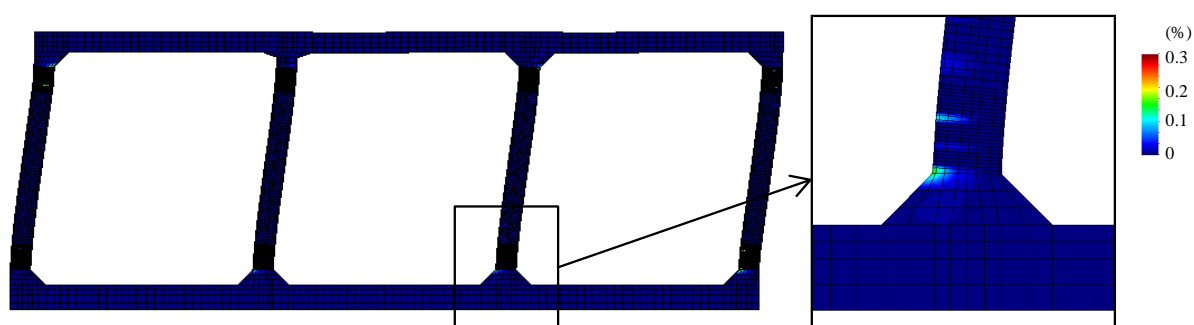


図-2.15 変位 50mm 時のコンクリート引張ひずみ分布

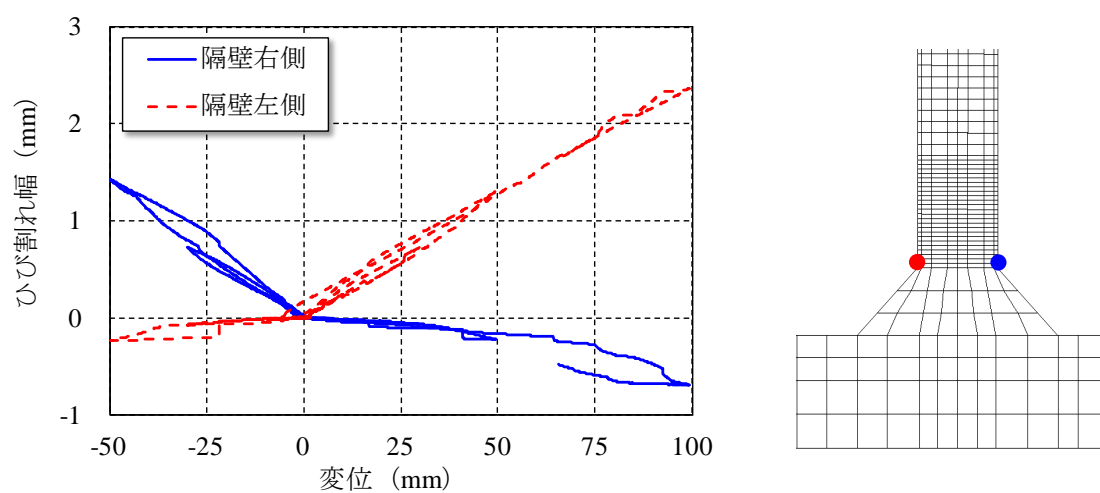


図-2.16 隔壁基部のひび割れ幅

2.5 ファイバーモデルによるプッシュオーバー解析

本節では、実務で使用することの多いファイバーモデルを用いて、同様の実構造物を対象に静的プッシュオーバー解析を行い、同じく有限要素法による結果と比較を行った。なお、ファイバーモデルによる解析も有限要素法の1種であるが、混同を避けるため、本論文では前出の解析手法を有限要素法と呼ぶこととする。

(1) 解析モデル

解析モデルを図-2.17に示す。構造物は部材中心でモデル化し、奥行きは有限要素法と同じく250mmとした。各要素長は部材有効高以下とし、断面内のファイバー分割は20分割を目安とした。ハンチ部はRC示方書に従い剛域としてモデル化した。有限要素法で考慮しているハンチ筋ならびに剛域からの鉄筋の伸び出しは、実務における一般的なモデル化を意識して考慮していない。非線形特性については図-2.18に示すように、コンクリートは二次関数型、鉄筋はバイリニア型を用いた。材料特性は、有限要素法と同様に表-2.3に示すものを用いた。解析コードは、TDAPⅢ Ver3.03を用いた。

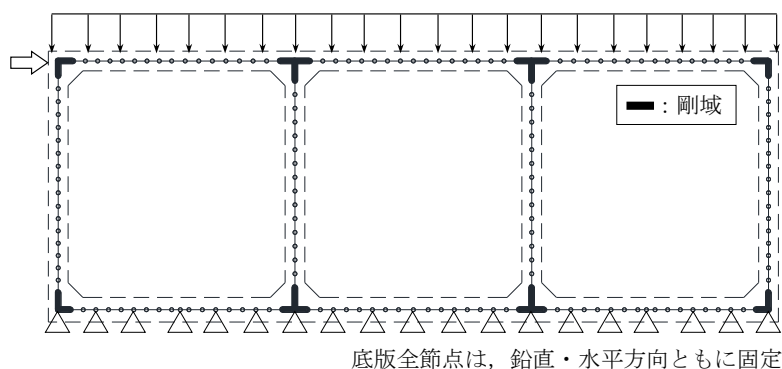


図-2.17 解析モデル図（ファイバーモデル）

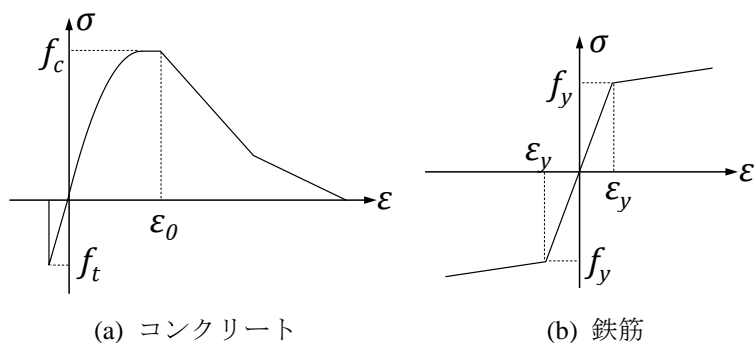


図-2.18 非線形特性

(2) 解析結果

プッシュオーバー解析による荷重～変位関係を図-2.19 に、主要な損傷イベントを図-2.20 に、有限要素法による結果と併せて示す。なお、ファイバーモデルにおいて、荷重は載荷点反力を、水平変位は頂版左端の載荷点変位を示す。有限要素法は 4.1 と同様である。ファイバーモデルでは、変位 3.4mm までにすべての壁部材に曲げ引張ひび割れが発生し、更に変位を増やしていくと、変位 16mm において右側壁下端で鉄筋降伏が生じ、変位 56.6mm において右隔壁下端で圧縮縁コンクリートが軟化域に入る。なお、各部材がせん断耐力に達していないことを別途確認している。一方、有限要素法では、変位 21mm において右側壁下端で鉄筋降伏が発生し、変位 22.2mm において右隔壁下端で圧縮縁コンクリートが圧縮強度を超過する。図-2.19 より結果を比較すると、曲げ引張ひび割れ発生時点である変位 3mm 付近から勾配に差が生じ、最大耐力はファイバーモデルの結果が有限要素法に比べて 15%程小さい結果となっている。これらは、有限要素法ではテンションスティフィニング効果を考慮していること、コンクリートの引張領域における応力～ひずみ関係のモデル化が異なること、ハンチ域のモデル化、ハンチ筋の考慮の有無などが原因と推察される。また、ファイバーモデルでは、頂版に降伏が生じているが、頂版の変形が隔壁や側壁の応答に大きな影響を及ぼさないことを別途確認している。右隔壁および右側壁における軸方向鉄筋ひずみ分布の比較を図-2.21, 2.22 に示す。有限要素法とファイバーモデルで概ね同じ傾向となり、ファイバーモデルでも耐力については安全側に評価できていることがわかる。一方、ファイバーモデルでは、コンクリートと鉄筋の完全付着を仮定した実現象と異なるモデル化となっており、降伏後の局所的なひずみの増加挙動を評価することができないため、ひずみを用いた損傷評価を適切に行うことは困難である。

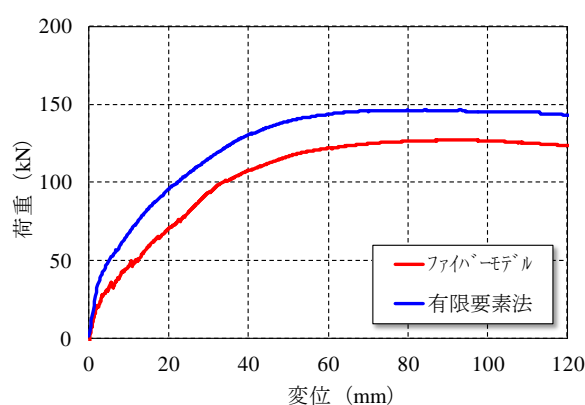


図-2.19 荷重－変位関係

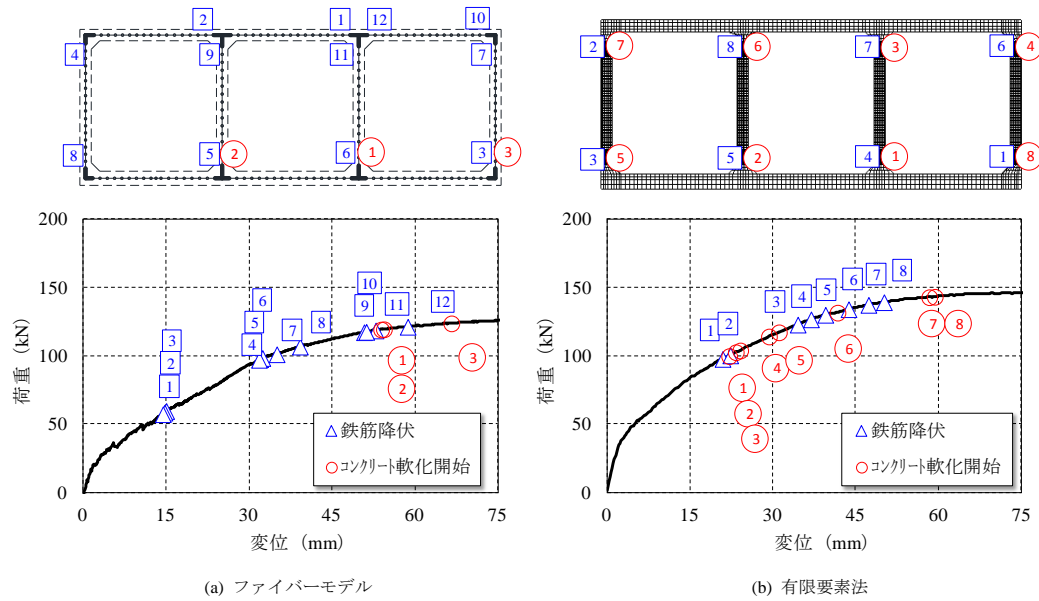


図-2.20 主要な損傷イベント

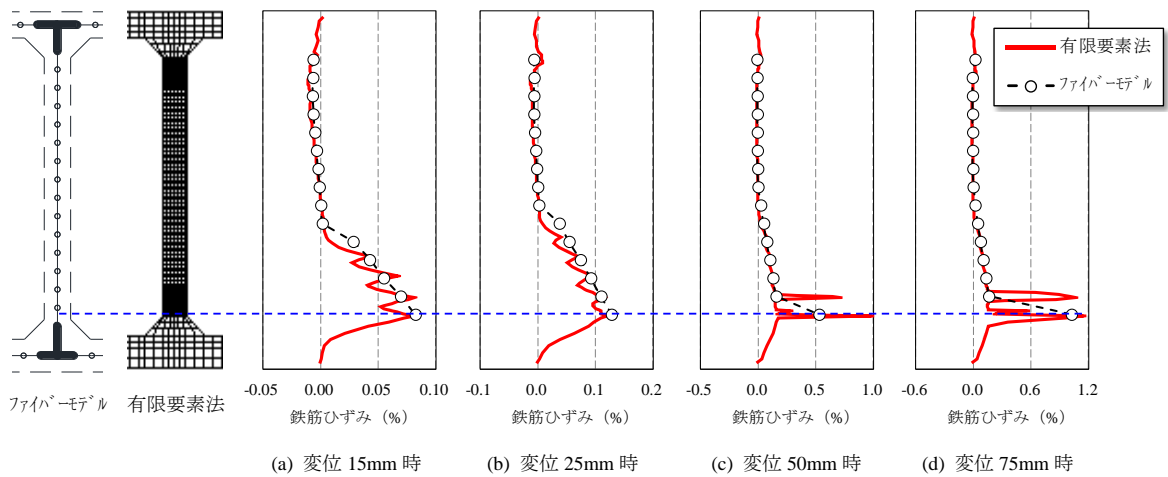


図-2.21 軸方向鉄筋のひずみ分布図（右隔壁）

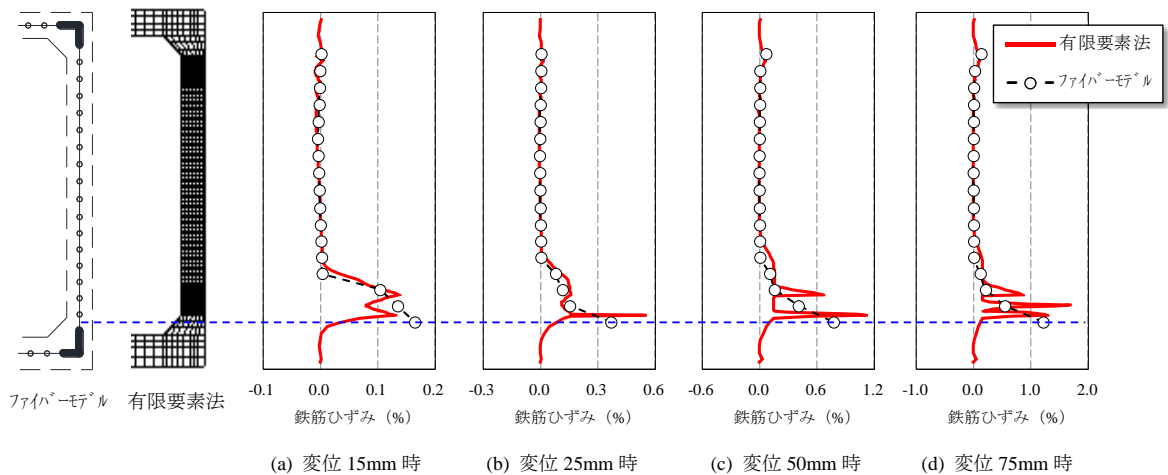


図-2.22 軸方向鉄筋のひずみ分布図（右側壁）

2.6 ファイバーモデルによるひび割れ幅推定手法の提案

塩害環境下にある地中構造物の場合，耐震性の観点とともに，耐久性の観点から地震後のひび割れ幅の評価が重要となる．ひび割れ幅は，鉄筋を離散的にモデル化し付着を考慮した有限要素法などの解析手法では直接求められることを示したが，実務で用いられるファイバーモデルでは直接求めることができない．そこで本節では，実務的な手法においてもひび割れ幅を評価し，耐震性とともに耐久性照査が可能になることを目指し，ファイバーモデルによるひび割れ幅の推定手法の提案を行った．

ファイバーモデルの結果を用いたひび割れ幅の推定は以下の手順で行う．

- ① 解析結果として得られる曲率と軸ひずみを用いて，断面の表面ひずみを算出する．
- ② 断面諸元から，RC 示方書によるひび割れ間隔を算出する．
- ③ 表面ひずみをひび割れ間隔で積分することで，着目点のひび割れ幅を求める．なお，弾性変形分は十分微小とみなし，変形全量がひび割れに起因するものと仮定する．

以上の提案した手順により求めたひび割れ幅と有限要素法により求められたひび割れ幅の比較を図-2.23 に示す．対象としたひび割れ位置は，右隔壁基部および右側壁基部である．図より，ファイバーモデルによる解析結果から算出したひび割れ幅は，有限要素法解析から算出したひび割れ幅と同等かやや大き目に出ている．ファイバーモデルでは，剛域部からひび割れ間隔内の変形をハンチ付根部のひび割れ幅とみなしていることから，本検討のように実務で用いている剛域長の設定条件においては，ファイバーモデルから得られるひび割れ幅の方が大き目の結果となると考えられる．なお，本手法により得られるひび割れ幅の大小は要素長とひび割れ間隔の依存関係に依存するため，断面諸元からひび割れ間隔が決まることを念頭に，あらかじめファイバーモデルの要素長は，ひび割れ間隔を考慮して設定しておくといよい．

以上のように，ファイバーモデルを用いる実務的な解析手法によって，地震時のひび割れ幅を予測することができる手法を提案できた．この結果を用いて，鉄筋腐食の進行速度を既往の研究成果^{13),14)}に基づき推定してやれば，地震後の補修タイミングに基づいた許容ひび割れ幅が決まるので，地震時構造性能をどの程度の損傷まで許容するかを検討できる．

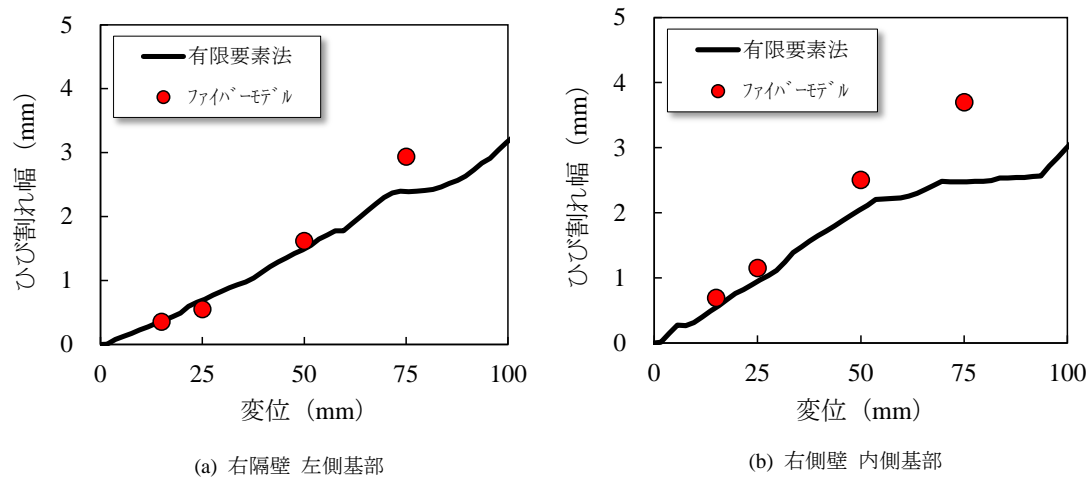


図-2.23 壁基部ひび割れ幅

2.7 まとめ

鉄筋比が比較的小さい鉄筋コンクリート製ボックスカルバートを対象として部材の一部をモデル化した供試体による正負交番載荷実験を実施し、その繰返し荷重作用下の変形性能、ひび割れ発生状態、鉄筋ひずみの挙動および、ハンチ筋の力学的効果について検討した。また、有限要素法を用いた実験再現解析を行い、解析手法の妥当性を示した。そして、その解析手法を用いて実構造物を対象に数値実験を実施するとともに、実務で用いられることが多いファイバーモデルによるプッシュオーバー解析による比較を行った。さらに、ファイバーモデルの解析結果を用いたひび割れ幅の推定手法について検討を行った。本検討で得られた知見は以下のとおりである。

- ① 対象とした実構造物の一部を模擬した部材は、変形性能に富んだ挙動を示し、部材角 $1/30$ ($10\delta y$) まで載荷した大変形時でも、耐力が大きく低下することはなかった。
- ② 大変形時にコンクリートの圧壊損傷はほとんど生じていなかった。これは、上記(1)と併せ、地震時の地中構造物の耐震性能照査にとって、大変形時の機能維持の観点における重要な知見である。
- ③ 鉄筋比が比較的小さい部材であることから、ひび割れは数本発生するのみであり、部材の変形挙動はこれらのひび割れのうち、特にハンチ付根部に発生する第1ひび割れの開口挙動に支配され、ひび割れ幅も比較的大きかった。
- ④ 残留ひび割れ幅は、載荷段階ごとの最大ひび割れ幅と線形関係にあり、最大ひび割れ幅の約80%の値であった。
- ⑤ 鉄筋に生じるひずみは、ひび割れ発生後、一度降伏域に入るが、鉄筋比が比較的小さいため付着劣化によるすべりが生じやすいと考えられることから、その後は大変形時に至るまで数千 μ 程度の範囲でほとんど変動しない挙動を示した。
- ⑥ ハンチ筋は、荷重～変位関係ならびにハンチ筋のひずみ履歴から、部材の耐力増加に寄与し、その程度は対象とした部材において約2割であることがわかった。
- ⑦ 非線形有限要素法（格子等価連続体モデル）による実験再現解析により、ひび割れ発生後の剛性低下挙動、鉄筋が降伏する挙動を概ね評価できた。また、ハンチ筋も含めた部材の力学挙動を適切に評価できれば、既設構造物の挙動を正確に評価でき、合理的設計法の構築にもつながる。
- ⑧ 対象とする構造物において、実務で一般的に用いられるファイバーモデルでは、コンクリートの引張領域における応力～ひずみ関係が異なること、ハンチ域のモデル化、ハンチ筋の考慮の有無といった相違があるものの、有限要素法と概ね同様に変形性能や部材挙動を評価できることを確認した。
- ⑨ 今回対象としたボックスカルバートのような構造物において、耐久性（塩害劣化）を評価するための曲げひび割れ幅の推定手法を提案した。具体的にはファイバーモデルによ

る解析結果に基づき、部材高さ程度で分割した各要素のひずみを用いて、鉄筋コンクリート示方書のひび割れ間隔で積分することにより得られる変位をひび割れ幅として評価する手法を提案し、その妥当性を示した。

以上の検討より、対象とした鉄筋比が比較的小さい地中鉄筋コンクリート構造物の場合、数か所の部材が局所的に塑性化するが、せん断破壊が生じなければ十分な変形性能がある。また、地震後の耐久性を考慮した機能維持という観点からは、ひび割れ幅と腐食速度の関係を勘案した地震後補修時期を設定することで、鉄筋降伏を許容した評価も可能となる。

【参考文献】

- 1) 土木学会 原子力土木委員会：原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル，2005.6.
- 2) 例えば，松尾豊史，金津努，大友敬三，福本彦吉：コンクリート製地中構造物の合理的な耐震性能評価指標に関する検討，土木学会地震工学論文集，Vol.27，No.0163，pp.1-8，2003.
- 3) 土木学会：コンクリート標準示方書設計編，2007.
- 4) 田辺忠顕 編著：初期応力を考慮した RC 構造物の非線形解析法とプログラム，技報堂出版，2004.
- 5) Saenz, L. P.: Discussion of "Equation for the stress-strain curve of concrete" by Desayi and Krishnan, ACIJ Proceedings, Vol.61, No.9, pp.1229-1235, 1964.
- 6) Nakamura, H. and Higai, T.: Compressive fracture energy and fracture zone length of concrete, Modeling of inelastic behavior of RC structure under seismic load, ASCE, pp.471-487, 2001.
- 7) Vecchio, F. J. and Collins, M. P.: The response of reinforced concrete to in-plane shear and normal stress, University of Tronto Publication, 1982.
- 8) 菅満宣，中村光，檜貝勇，斉藤成彦：RC はりの力学的挙動に及ぼす付着特性の影響，コンクリート工学年次論文集，Vol.23，No.3，pp.295-300，2001.
- 9) 島弘，周礼良，岡村甫：マッシュなコンクリートに埋め込まれた異形鉄筋の付着応力－すべり－ひずみ関係，土木学会論文集，Vol.378/V-6，pp.165-173，1987.
- 10) 玉野慶吾，中村光，上田尚史，国枝稔：PRC はり部材のひび割れ幅経時変化の解析的評価手法に関する基礎的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.33，No.1，pp.521-526，2011.
- 11) 松岡由高，中村光，国枝稔，河村精一：有限要素解析による主筋に丸鋼を用いた RC 部材の力学挙動評価，コンクリート工学年次論文集，Vol.33，No.2，pp.595-600，2011.
- 12) 上田尚史，張永興，中村光，国枝稔：繰返し荷重を受ける RC 柱の損傷領域評価と補修効果に関する解析的検討，土木学会論文集 A2(応用力学)，Vol.68，No.2(応用力学論文集 Vol.15)，I 663- I 671，2012.
- 13) 佐藤正俊，加藤誠司，中村光，三浦泰人，Di Qiao：4 年間海洋環境下に暴露したひび割れを有する RC 部材中の鉄筋腐食の進行性，第 15 回コンクリート構造物の補修，補強，アップグレードシンポジウム，pp.47-52，2015.10.
- 14) 松村卓郎，松尾豊史，宮川義範，原口和靖：干満および土中環境におけるひび割れを有するコンクリート中の鉄筋腐食進行評価，コンクリート工学年次論文集，Vol.34，No.1，pp.826-831，2012.

第3章 軟弱粘性土地盤中の杭に作用する地震時極限水平地盤反力 評価

3.1 緒論

第1章序論2節で示した課題である軟弱粘性土地盤中の杭に作用する地震時地盤反力の極限值をどのように設定するかについて、実務的な手法を提案することが本章の研究目的である。

杭に作用する地震時地盤反力（杭の有効長 $1/\beta$ 以深の受働杭）に対して、地震による地盤の応答変位により、地盤が単杭をすり抜ける際の平面二次元的挙動を模型実験で確認するとともに、剛塑性有限要素法解析でその模型実験のシミュレーションを行い、杭の極限水平地盤反力に関する考察を実施した。さらに、杭周辺地盤が杭打設による周辺地盤の乱れにより強度低下を生じる場合の影響や群杭効果などに関する数値実験を行い、極限地盤反力に及ぼす感度について考察することで、地震時極限水平地盤反力の設定方法を提案する。

3.2 模型実験による極限水平地盤反力の検討

(1) 実験概要

模型土槽は、杭周地盤の挙動を視覚的に確認することができるように、図-3.1、写真-3.1に示すように上面をアクリル板で作成した。アクリル板と接する模型地盤表面には、地盤の変形挙動を把握しやすいように標点を設けている。また、図-3.2に示すように、地盤内に土圧計及び間隙水圧計を設置した。実験は、図に示すように杭径を変化させた2つのケースで行った。図中()内の値は、計器の設置位置（座標（X,Y,Z））を示す。実験ケース1と2の違いは、杭径を半分にすることにより（ケース1：杭直径90mm、ケース2：45mm）、杭と土槽境界の距離を杭径換算で相対的に変化させたものである。これは土槽境界の試験結果に及ぼす影響を小さくするために計画したものである。

模型地盤材料には、トチクレイを用いた。トチクレイの物理特性を表-3.1に示す。粘土分が33%、シルト分が59%、砂分が8%であり、シルトに分類される。模型地盤の作成は、図-3.3に示すように土槽の上下面から排水し、段階的に圧密（圧密圧力5→10→20→40→50→100 kN/m²）することで作成した。

各段階の圧密時間は24時間とし、最終段階の圧密終了は3t法により判断した。圧密中は、杭に圧密荷重が直接入らないように、剛な載荷板に杭の部分だけ孔をあけた。圧密終了後、荷重を除荷した後に上下カラー部分とそれに対応する模型地盤および杭模型（ダミー部）を取り除き、図-3.1に示すアクリル板を上面に設置して杭の載荷実験を行っている。模型杭は鋼製で、模型地盤作成時から土槽内に設置しており、周面摩擦抵抗を低減させるような加工は施していないが、上面のアクリル板と下面の鋼板には摩擦低減のためテフロン加工を施した。載荷ロッドは、6mm×12mmの鋼製で、油圧ジャッキが押し込まれると載荷ロッドに引張力が働き、杭を上下端で引張って水平に動かす構造になっている。杭自体の材質は無垢の鉄で十分剛性が高く変形が起こらないようにしており、ひずみ等の計測は行っていない。なお、載荷ロッド移動に伴うロッド分の体積変化が起こらないよう、杭が移動する背面側にもダミーロッドを配した。

杭の載荷速度は実際の構造物を対象に設定した。南海トラフ沿いのプレート境界地震の入力地震動によるプラントの杭基礎の二次元有限要素法解析結果^{1),2)}（非線形時刻歴応答解析；杭をはり要素でモデル化し、地盤の二次元平面ひずみ要素と地盤ばね要素で結合）に基づいて、杭と地盤の節点変位から杭と地盤のすり抜け速度を算出し、杭径で割り正規化した。正規化したひずみ速度は約数%/秒であったことを考慮して、本実験ではケース1の杭径90mmの場合に杭の移動速度を2mm/秒、ケース2の杭径45mmの場合1mm/秒を目標に設定した。

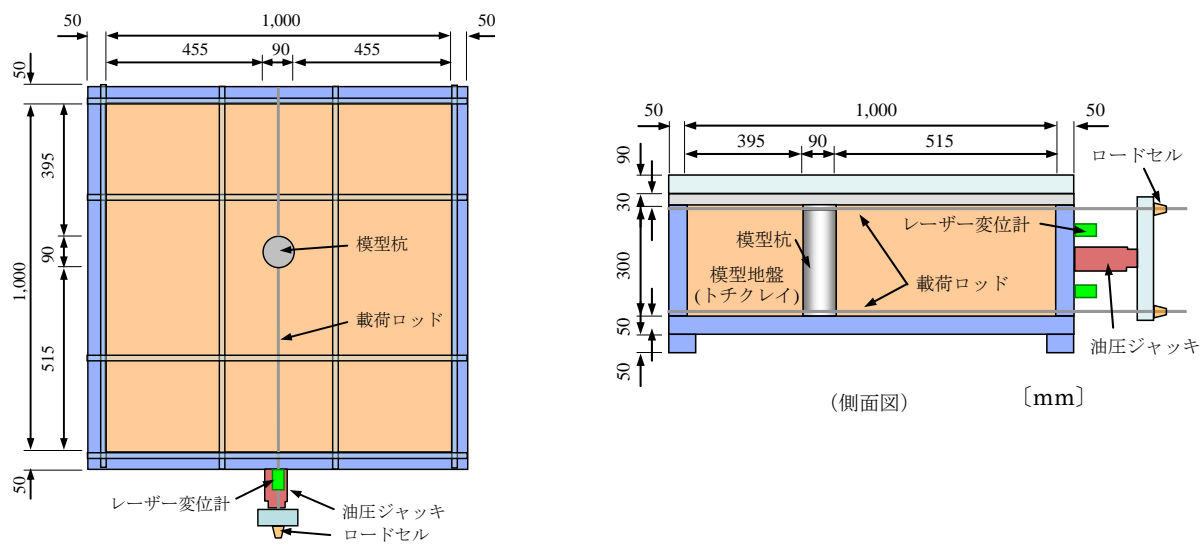


図-3.1 模型実験装置（ケース1の事例）

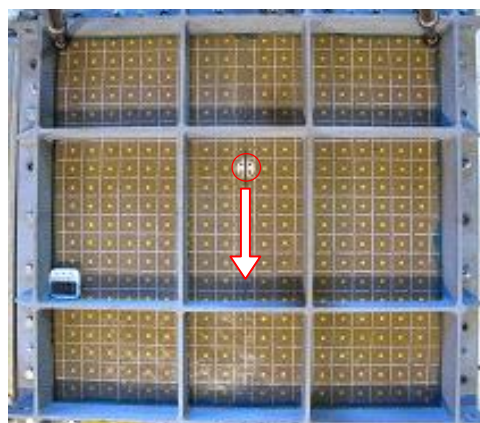


写真-3.1 模型実験装置（ケース2の事例）

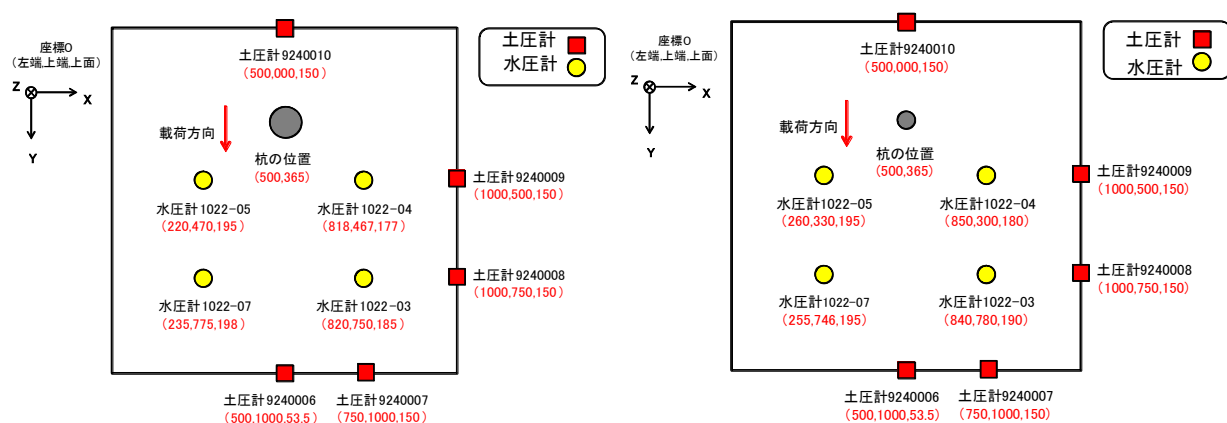


図-3.2 土圧計・水圧計設置位置（mm）

（左：ケース1，右：ケース2）

表-3.1 トチクレイの物理特性

土粒子密度		2.766	[g/cm ³]
粒度	礫分	0	[%]
	砂分	8	[%]
	シルト分	59	[%]
	粘土分	33	[%]
液性限界		32.6	[%]
塑性限界		18.7	[%]

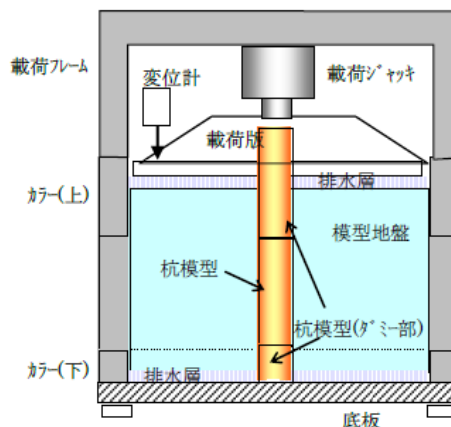


図-3.3 模型地盤の作成（圧密過程）

(2) 実験結果

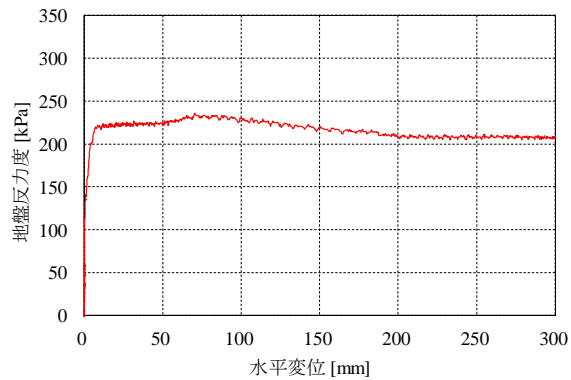
実験で得られた、地盤反力度～変位関係、土圧～変位関係、水圧～変位関係を図-3.4～6に示す。なお、地盤反力度はロードセルで計測した荷重を杭の断面積で除した値により定義した。また、土圧計は土槽境界における水平方向荷重を計測している。土圧計と水圧計のゼロ点は地盤を作成する前であり、地盤を作成し圧密を行った効果の入った土圧及び水圧となっている。

図-3.4の地盤反力度～変位関係は、ピーク後にやや低下するが、概ねピーク値を維持する傾向が見られる。ケース1, 2共に、ピーク値の2/3あたりの地盤反力度までは線形的な挙動だが、その後非線形性が増し、ピーク以降は限界状態における定常的な挙動を示している。なお、ピーク値に達するのは杭径の10%程度の変位時である。図-3.5の土圧計及び図-3.6の水圧計の挙動は、ケース1においていずれも杭の変位に伴って変化することから、土槽境界の影響を受けている可能性がある。杭背面側の土圧の動きから、地盤反力度のピーク発現あたりまで土圧が減少するのに対して、ピークを境に土圧が増加に転じることから、ピーク値あたりで後に示す写真や画像解析結果に示すような地盤の杭のすり抜け変形機構が形成されたと考えられる。ケース1は杭の移動により土圧計測値が静止土圧より増加しているが、杭径が大きいために土槽境界までの距離が相対的に短く、地盤変位の影響が現れたと考えられる。ケース2は、杭径を小さくすることで相対的に土槽境界までの距離をとった結果、背面土圧は静止土圧相当であり、杭の移動に伴う土圧の変化は見られない。なお、水圧計の動きからは、ケース1の杭芯から3D（以下D：杭径）程度離れた1022-04, 1022-05は杭の移動に伴って水圧が増加しており、杭の通過によって減少する傾向もみられる。一方、ケース2の杭芯から6D程度離れた同じ番号の水圧計ではほとんど変化していない。水圧計1022-05は計測不良と考えられる。以上から、杭芯間隔で3D程度離れた水圧計（ケース1）では杭の接近～通過に対応した変化がみられるが、杭芯間隔で5D程度離れると水圧変化も非常に少ない結果（ケース2）が得られた。

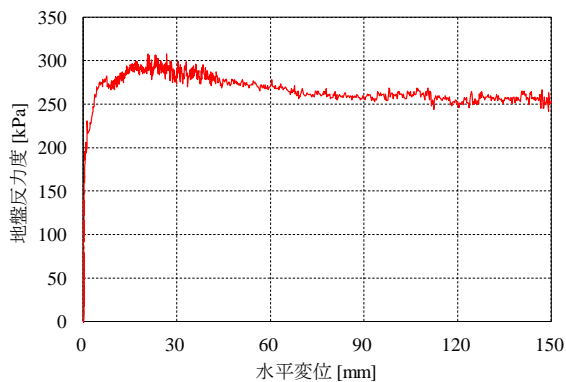
写真-3.2 にケース 1 の地盤の変形状況を、図-3.7 にその画像解析結果（載荷開始から載荷終了までの軌跡とその始点と終点のベクトル）を示す。地盤が背面側に回り込む様子が見られ、その影響範囲は杭表面から 2D 程度である。実験は、粘性土地盤の地震時挙動を想定した非排水載荷に対応することから、杭の移動に伴う地盤の体積変化が生じないように、実験では載荷ロッドの移動跡が残らないためのダミーロッドを設けたり、アクリル板を含む土槽剛性の確保などの工夫を行ったが、杭の移動に伴って背面に空隙が発生した。

試験後に、写真-3.2 で見られる杭背面部の空隙に、石膏を流し込んで空隙の分布状況を確認した。解体後の石膏の形状を写真-3.3 に示す。空隙の体積は、ケース 1 で 746.97cm³（全体の 0.25%）、ケース 2 で 52.37cm³（全体の 0.02%）であり、全土槽体積に占める割合は小さい。写真の杭上端でアクリル板と接し、写真-3.2 の空隙部分が写真-3.3 の石膏部に相当する。ケース 2 では、杭径が小さいため、杭の移動に伴い動く土塊量が少なく、杭長中間部付近では空隙が生じていない。このことからアクリル板と粘性土の摩擦力により、地表面には地盤の杭背面への回り込みが制限されて空洞が発生したと考えられるが、地盤内部では地表面の摩擦力の影響が小さく、地盤が杭背面に回り込むことにより空隙が生じなかったと考えられる。ケース 2 では更に空隙の発生量が小さい結果となった。

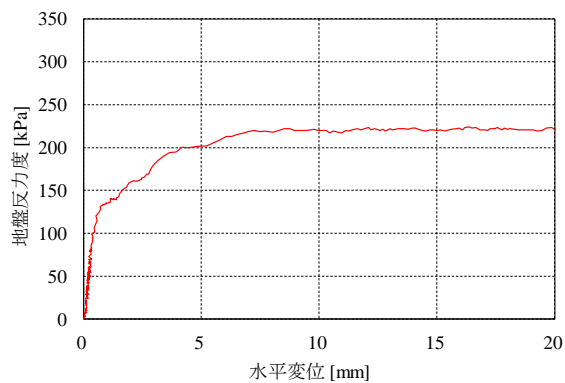
実際の地盤挙動を考えると、ある程度の土被り(土圧)がある場合に、地震時の非排水状態を想定すると、杭背面にこのような空隙は発生しないと思われる。実験では写真に見られるように、杭背面の空洞には水がなく、地盤からの排水は生じていないことから、実験ではほぼ非排水状態が維持されると考えられる。空洞の形成による杭の水平地盤反力への影響を定量的に評価することはできないが、地盤反力は主に杭の進行方向における地盤により発揮されることから影響は比較的軽微であると判断している。また影響の有無は後述の数値解析との比較で、極限地盤反力度に大きな差異がなければ影響は軽微と判定できる。



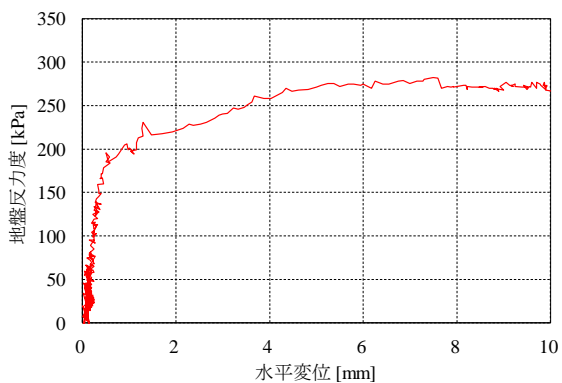
(a) ケース1



(b) ケース2

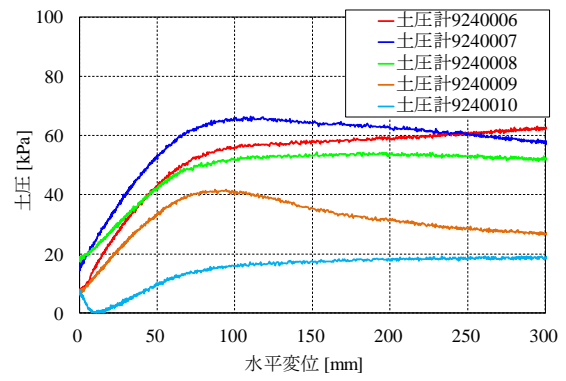


(c) ケース1拡大

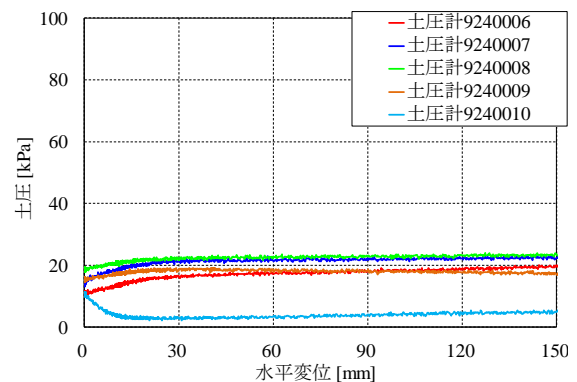


(d) ケース2拡大

図-3.4 地盤反力度－変位関係

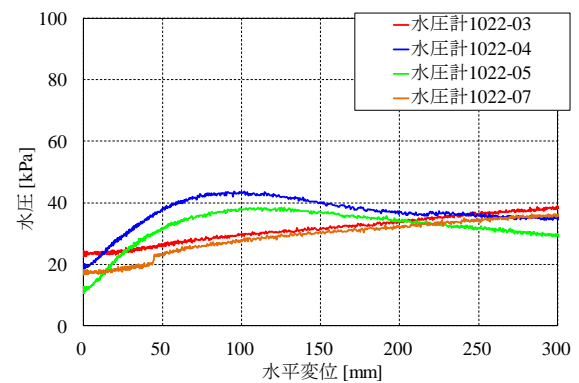


(a) ケース1

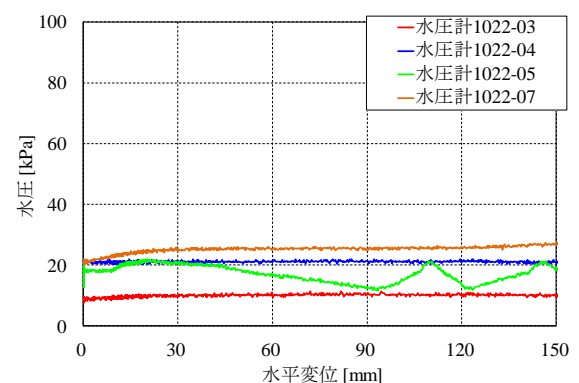


(b) ケース2

図-3.5 土圧－変位関係



(a) ケース1



(b) ケース2

図-3.6 水圧－変位関係

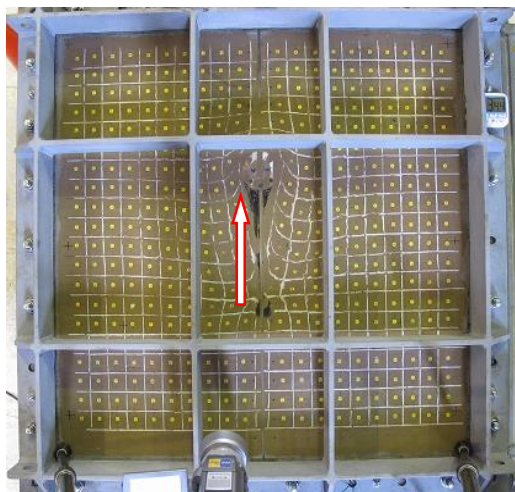
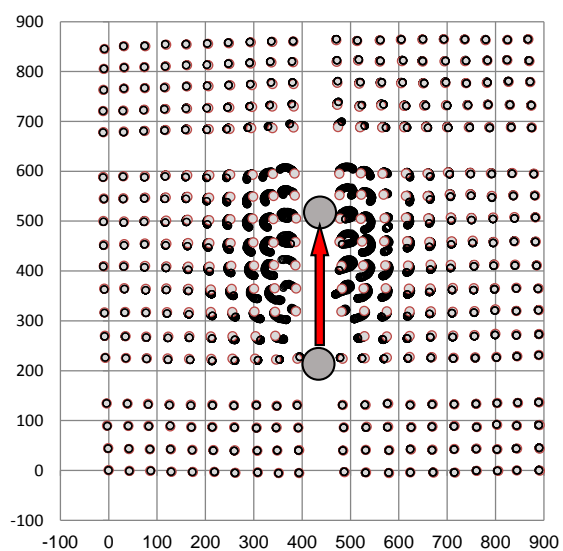
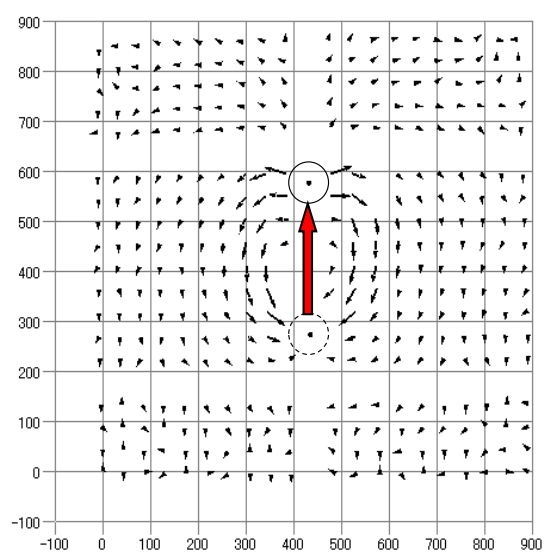


写真-3.2 模型地盤表面の変形状況（ケース1）



(a) ケース 1



(b) ケース 2

写真-3.3 杭背面空隙（石膏部分）

図-3.7 標点画像解析結果

3.3 剛塑性有限要素法による杭の極限水平地盤反力の解析的検討

前節の実験結果に対して剛塑性有限要素法を用いた数値解析による杭の極限地盤反力度に関する検討を実施する。両者の比較により、実験および解析手法で得られた結果の妥当性を照査する。一般に、実験の実施条件は単純な条件に限定されることが多く、実務の諸問題の検討には、解析条件のハンドリングが容易な数値解析による解析的検討が有効であり、実務でよく用いる入力物性で計算可能な剛塑性有限要素法を用いた。

(1) 解析方法

剛塑性有限要素法解析は、以下の特徴・理由により用いることとした。

- ①すべり面を仮定することなく崩壊荷重と崩壊モードを算出できる。本論文では、杭の極限地盤反力とその際の杭周辺地盤の破壊モードが得られる。
- ②地盤の材料特性は、実務設計で一般に用いる c と ϕ だけである。特に、軟弱粘性土地盤の地震時問題は、非排水せん断強度 c のみ ($\phi = 0$ 評価) となる。
- ③応力履歴を考慮する必要がない。
- ④弾塑性有限要素法のように増分型ではないので、大きな変形を伴うような問題の崩壊荷重だけが必要な問題に適している。

剛塑性有限要素法は、金属塑性加工の分野において大きな塑性変形を伴う問題に適用されてきており、応力を増分型で取り扱う弾塑性有限要素法とは異なり、大きな変形が生じるような場合においても応力の誤差の累積はないという利点がある。

本章で取り上げている問題は、前節の模型実験で軟化挙動を伴わない完全塑性的な挙動を確認したこと、軟弱粘性土の単調載荷による非排水せん断挙動は一般にひずみ軟化を起こさないこと、次節に示すように本論文で用いた粘性土は圧密非排水せん断試験の結果からひずみ軟化を起こさないことから、剛塑性有限要素法を使用することができると判断した。

用いた剛塑性有限要素法は、極限解析の上界定理に基づく考察から誘導した Tamura et al.^{3),4)} の考え方によるものである。未定定数を決定するためには、構成式を用いて制約条件（ダイレイタンス特性）と共に境界値問題を解く必要がある。地盤工学分野では例えば変位速度の大きさを規定する制約条件を用いることで応力境界値問題への適用が図られており、特に保科ら^{5),6)}によって、従来の制約条件下の最適化問題を Lagrange の手法を用いて解く形式から、ペナルティ法を用いることにより、計算記憶領域の削減による計算の効率化によって、大規模問題の高速演算が可能になっているものを用いた。（詳細は付録参照）

(2) 解析条件

解析は、模型実験と同様に杭周面の粗度が粗い状態を基本ケースとして、実験結果との比較を実施する。境界条件を図-3.8に示す。周面固定境界であり、荷重は杭部分に分布荷重として図の下向きに作用させた。解析領域の設定は、より広い範囲から計算し、解の収束性を確認して設定している。地盤の強度は、 $c=100\text{kPa}$ とし、杭の強度は破壊を起こさないよう十分大きな値を入力した。設定した地盤強度は、極限地盤反力度を正規化するために設定強度の大きさに特別な意味はないが、得られた解析結果が分かり易いように配慮した。

また、正規圧密粘性土地盤に杭を打設する際、圧密沈下によるネガティブフリクションを除くために用いられるフリクションカット条件を想定し、杭周面が滑らかな場合についても計算した。杭周面滑のモデル化は、ジョイント要素⁶⁾（杭周面方向のせん断強度を小さく設定する）を杭周面に配置した場合と杭周面の地盤1要素分の強度を最初から1/1000にしたケースの2種類を行い、モデル化の影響について確認した。

さらに、数値解析の利点を生かし、以下に示すような引張強度や杭周辺地盤状態、群杭効果の影響について数値実験を行い、その感度を考察した。引張強度の影響では、後述するように、杭の移動方向の背面地盤において引張応力が発生するため、その影響を考察するための引張強度を導入した解析を実施した。また、杭周辺地盤状態の影響では、杭打設時に周辺粘性土地盤を乱すことによって生じる粘性土地盤の強度低下（杭打設のための掘削による応力解放で吸水軟化、粘性土の鋭敏比が高い場合の杭打設による構造劣化など）を念頭に、杭径の10, 20, 30, 40, 50%の範囲に対して強度 c を低減したケース（健全な状態の強度に対して10, 20, 30, 40, 60, 80%に設定）について杭の極限地盤反力度を計算した。強度を低下させる領域について解析モデルを図-3.9に示す。さらに、群杭効果の影響では、杭間距離を $2.5D \sim 6.0D$ の範囲で変化をさせて計算した。有限要素解析ではメッシュ数などの解析モデルの影響が出ないように配慮して、精度と計算コストを考慮して解析を実施した。まず、単一杭の場合にメッシュ数を変化させた事前解析を実施し、地盤反力度が安定して得られる精度のメッシュを確認した。複数杭のモデルは単一杭のメッシュを基に作成しており、解析精度は確保されている。解析ケースの一覧を表-3.2に示す。

なお、引張強度の影響を検討したケースを除き、すべて $\phi=0$ を想定するMises材の解析である。

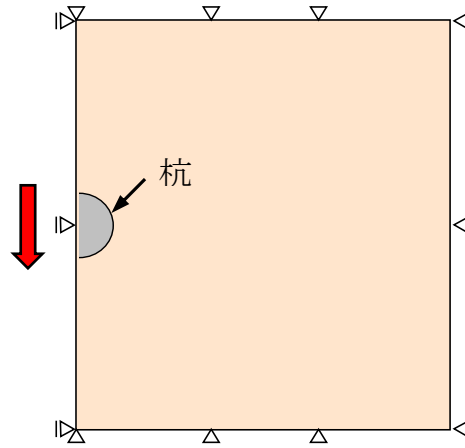


図-3.8 基本ケース解析境界条件

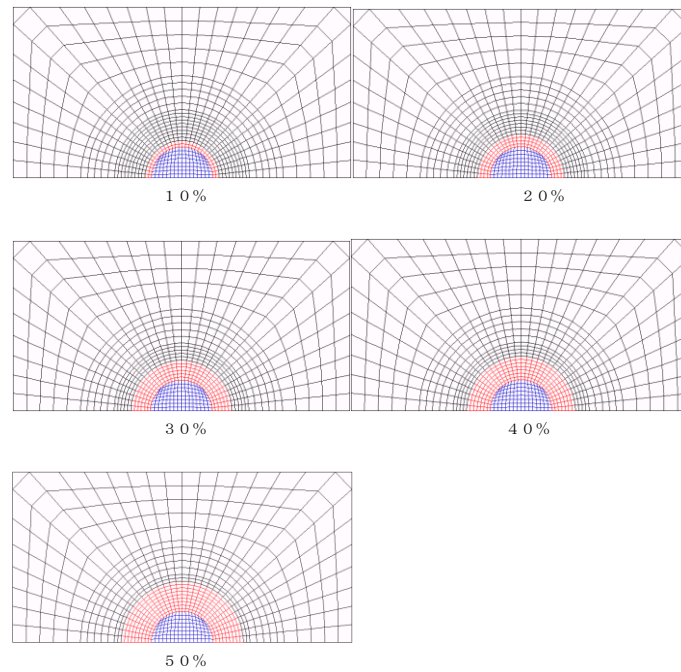


図-3.9 強度低下範囲を考慮した解析モデル
(青：杭部，赤：強度低下部)

表-3.2 解析ケース

(a) 杭周面状態の検討

ケース	杭周面状態	杭中心間隔	備考（杭周面モデル化）
1	粗	単杭	基本ケース
2	滑	単杭	ジョイント要素
3	滑	単杭	1要素強度 1/1000

(b) 杭周辺地盤の強度低下の影響検討

(ケース付番 1~6 : 強度 c の低減 10, 20, 30, 40, 60, 80%)

ケース	杭周面状態	杭中心間隔	備考（強度低下範囲）
4-1~4-6	粗	単杭	杭径の 10%
5-1~5-6	粗	単杭	杭径の 20%
6-1~6-6	粗	単杭	杭径の 30%
7-1~7-6	粗	単杭	杭径の 40%
8-1~8-6	粗	単杭	杭径の 50%

(c) 群杭効果の検討

ケース	杭周面状態	杭中心間隔	備考
9	粗	2.5D	周期境界 (繰返し境界) モデル
10	粗	3.0D	
11	粗	3.5D	
12	粗	4.0D	
13	粗	5.0D	
14	粗	6.0D	

(3) 解析結果

(a) 杭周面状態の影響

基本ケースの極限地盤反力度 q は約 1260kPa であり，任意の時間を乗じて作成した変形図および等価ひずみ速度コンターを図-3.10 に示す．数値解析は微小変形理論に基づくために，変形図は破壊機構を理解するのに有用である．

基本ケースの地盤強度は $c=100\text{kPa}$ なので，非排水せん断強度の約 12.6 倍の極限地盤反力度($q=12.6c$)が得られた．これは，Randolph and Houlsby⁷⁾による結果 ($q=11.94c$) よりもやや大きい，概ね一致する解を与える．実験結果との比較考察は次節にて模型実験地盤の

非排水せん断強度評価と併せて示す．杭周面が滑らかな場合の極限地盤反力度は，ジョイント要素を用いたケースが約 945kPa，杭周面地盤の 1 要素の強度を低下させたケースが約 950kPa とモデル化の差は非常に小さく，基本ケースに対して約 25%の極限地盤反力度の低下が得られ，Broms⁸⁾や Randolph and Houlsby⁷⁾の解析結果 $q=9.14c$ と近い値($q=9.45\sim 9.5c$)を与えている．

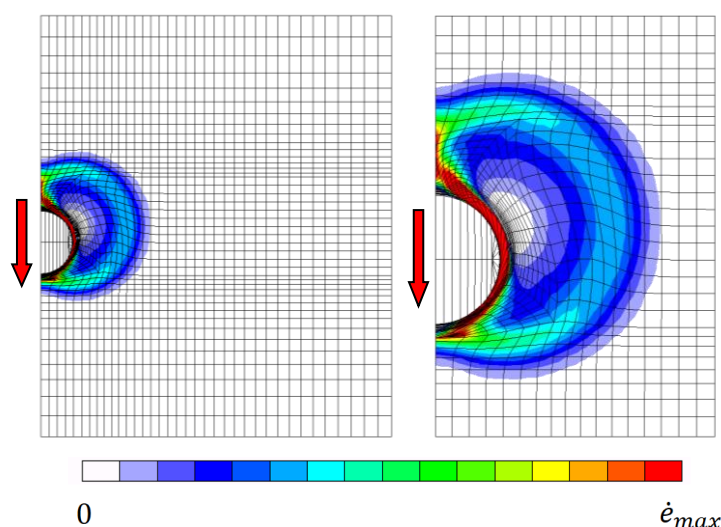


図-3.10 基本ケースの変形図および等価ひずみ速度分布図（右は左の部分拡大）

(b) 引張強度の影響

基本ケースにおける応力の第一不変量 I_1 の分布を図-3.11 に示す．地盤の半分（杭の進行方向の背面側）が引張領域となっており，地盤材料に引張強度があると考えると，極限地盤反力度に及ぼす影響を検討する必要がある．そこで，図-3.12 に示すような強度モデルを導入して，応力の第一不変量 I_1 に応じてせん断強度を変化させた．引張域ではせん断強度をほぼカットし，圧縮域ではせん断強度を一定値とした．塑性ひずみは非関連流れ則として，体積変化は生じない条件とした．つまり，応力場は Drucker-Prager 型，ひずみ場は Mises 型を用いることで，降伏関数において応力の第一不変量 I_1 がゼロ付近で急激に変化する問題に適用した．この問題の難しいところは，Drucker-Prager 型で関連流れ則を適用すると，体積ひずみが非常に大きくなり解析が安定して収束しない．ひずみ場に Mises 型を用いて，体積ひずみが生じないようにして計算することは便法だが，実際に実験では閉じた領域で体積変化をほとんど起こさない状態なので，この便法でも問題はないと考えた．

解析結果の変形図に等価ひずみ速度分布を表示したものを図-3.13 に示す．

引張強度を導入すると，極限地盤反力度は 415kPa と大幅に低下し，非排水せん断強度の 4 倍程度($q=4.15c$)である．また，破壊モードも変化して，基本ケースの図-3.10 は杭前面と背面で対称となる破壊形態を示すのに対し，引張強度を考慮した図-3.13 は杭前面と背面

で対称性を喪失した破壊形態を示す。これは杭背面では引張力の作用により著しい地盤強度の低下が生じたことにより、破壊領域が縮小したと考えられる。しかし、得られた極限地盤反力度や破壊モードは、模型実験の結果（極限地盤反力度は次章で説明するが、非排水せん断強度の12～13倍程度）と大きく異なることから、杭の移動に伴う極限地盤反力度の評価において、地盤材料の引張強度の影響は考慮する必要性が低いことがわかった。

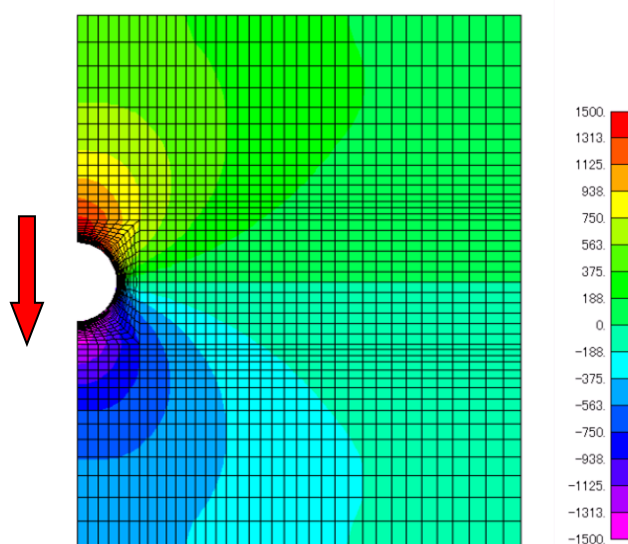


図-3.11 基本ケースの第一不変量 I_1 の分布図（引張:正）

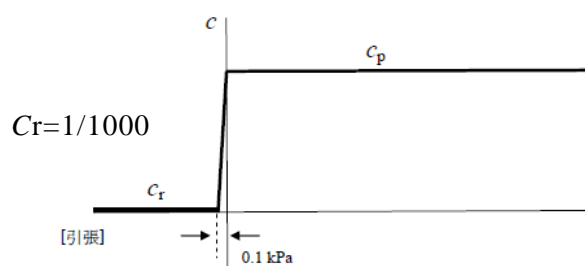


図-3.12 引張応力領域での強度設定

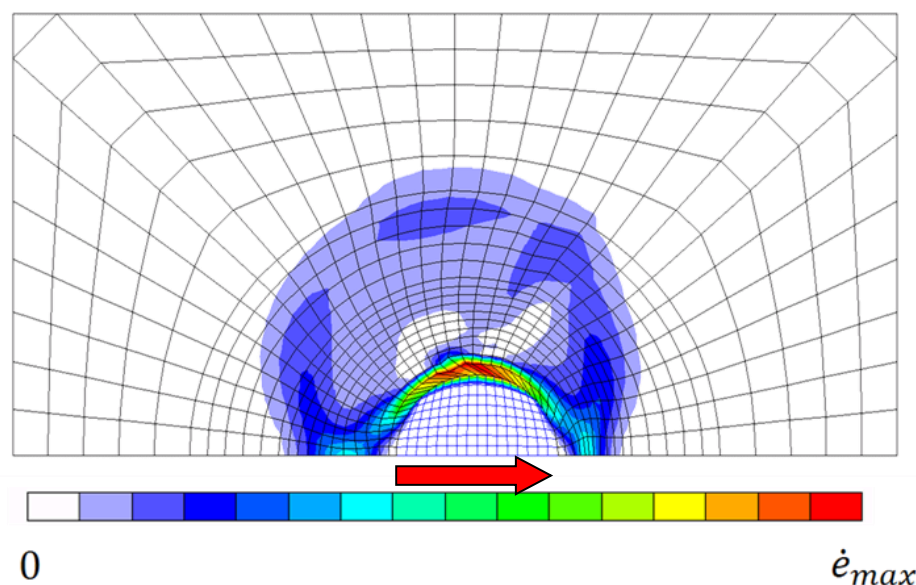


図-3.13 引張強度を導入したケースの変形図および等価ひずみ速度分布図

(c) 杭周辺地盤の強度低下の影響

杭の打設に伴う周辺地盤の強度低下を考慮した解析結果を図-3.14 に示す。また、変形図に等価ひずみ速度コンターを表示したものを図-3.15 に示す。杭周面地盤の強度を健全強度の 40%に強度を低下させると、極限地盤反力度は著しく低下するが、強度低下範囲が狭い場合は比較的極限地盤反力度が大きい結果となった。しかし、強度低下範囲を広くすると極限地盤反力度は低下し、杭径の 30%では基本ケースの半分程度まで低下した。図-3.14 では、杭周辺地盤の強度低下の割合によって、低下範囲の設定による極限地盤反力度の変化に差異が見られる。地盤強度の低下割合が大きい場合は、低下範囲が杭径の 30%を超えると、その後の極限地盤反力度の低下は比較的小さい傾向が見られる。

鋭敏比の高い粘性土では杭打設の影響で非排水せん断強度が低下することがある。杭の打設によって、周辺地盤の強度が健全強度の 10～20%に低下すると想定すると、強度低下の範囲が杭径の 20%を超えると極限地盤反力度は 15～20%にまで低下する。この解析結果は、杭周辺地盤の強度が杭の打設によって強度低下を起こすと、地震時における杭の極限地盤反力度は小さくなり、杭の設計で考慮すべき土圧を軽減する効果が現れることになる。しかし、ボーリングで得られる供試体も乱される可能性があり、試験で得られた粘性土の非排水せん断強度の取り扱いにも影響して、評価が難しい。しかし、杭の耐震性能照査においては十分留意する必要がある。図-3.15 に周辺地盤の強度低下の割合や範囲による破壊機構の差異を示すが、強度低下の割合が大きい場合に地盤の破壊は杭周面の強度低下領域に限定されるのに対して、強度低下の割合が小さい場合に周辺の健全地盤を巻き込んだ領域が広い破壊モードに変化することが分かる。

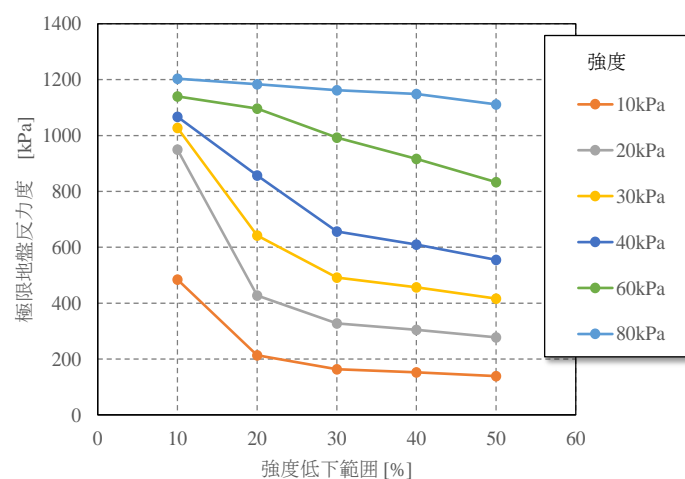


図-3.14 強度低下ケースの極限地盤反力度-強度低下範囲関係

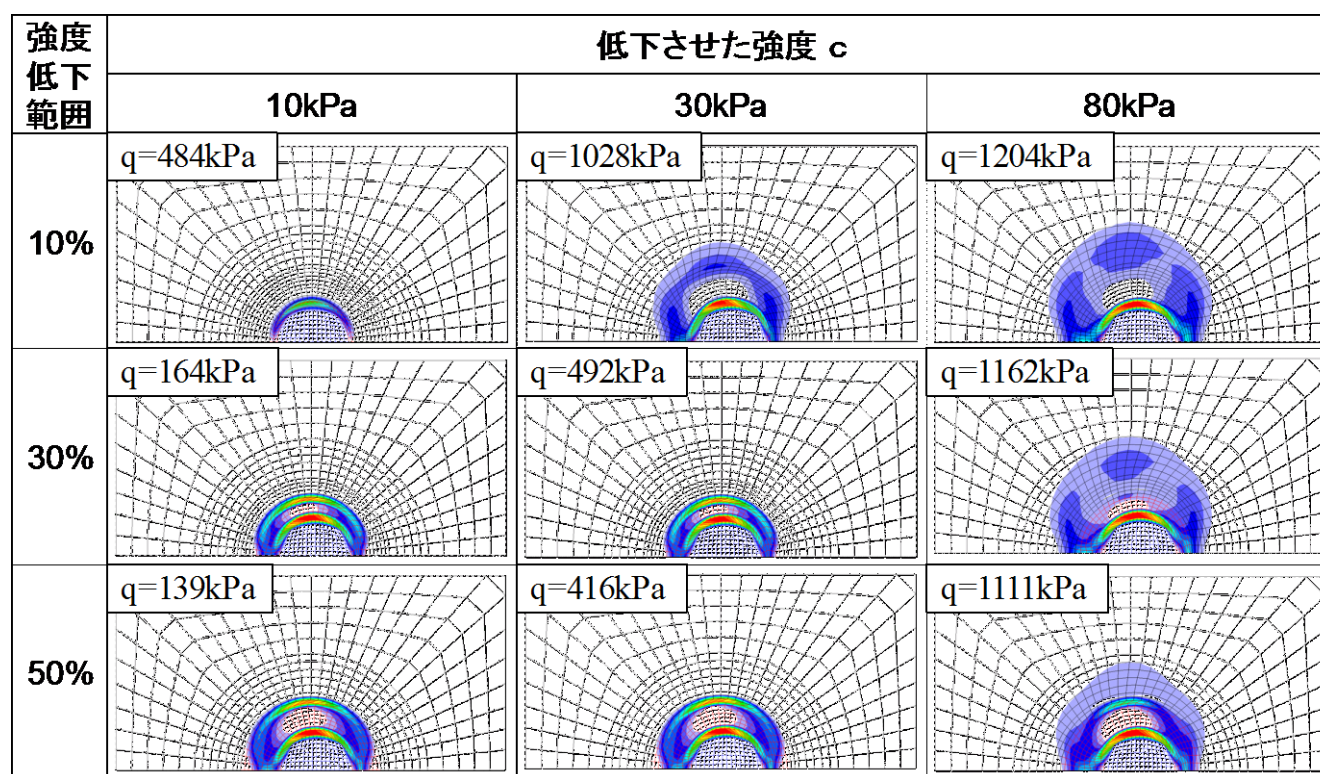


図-3.15 強度低下ケースの変形図および等価ひずみ速度分布

(値は極限地盤反力、左から右へ載荷)

(d) 群杭効果の影響

群杭効果を検証するための数値実験結果を表-3.3及び図-3.16に示す。解析結果から、極限地盤反力度及び破壊モードは、杭芯間隔5Dで単杭と同じとなる事がわかる。実務で一般に用いられる杭芯間距離3Dの場合、極限地盤反力度 q は $q=11c$ のように土の非排水せん断強度の約11倍である。最も杭芯間隔の短い2.5Dでも、極限地盤反力度が単杭の場合の10%ほど小さくなる程度であり、群杭効果が極限地盤反力度に及ぼす影響は比較的小さい。従って、安全側の評価を行う観点からは、杭に作用する極限水平地盤反力度について単杭の評価を行っておけば実務上十分と考えられる。

表-3.3 群杭ケースの数値実験結果

ケース	杭中心間隔	極限地盤反力度 [kPa]
1	単杭	1,212
9	2.5D	1,097
10	3.0D	1,113
11	3.5D	1,145
12	4.0D	1,181
13	5.0D	1,213
14	6.0D	1,211

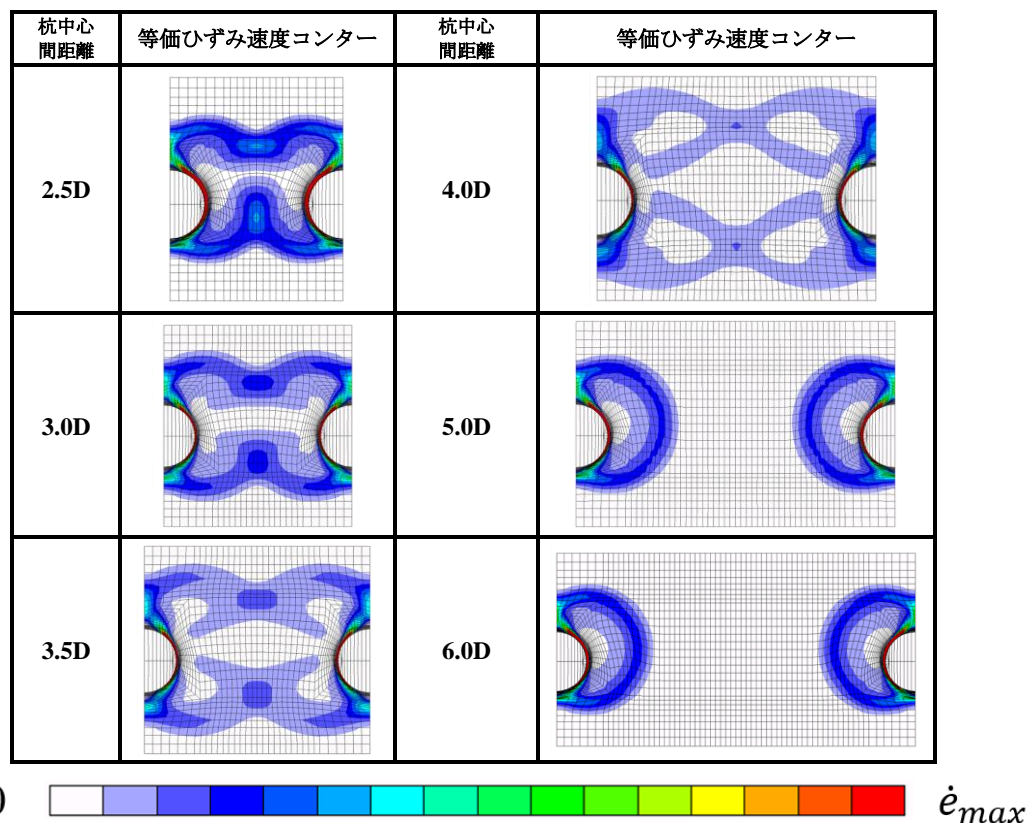


図-3.16 群杭ケースの変形図および等価ひずみ速度コンター図（上から下へ載荷）

3.4 室内力学試験結果を用いた極限水平地盤反力係数評価方法の提案

3.2 で作成した模型地盤の力学特性を求めるため、室内力学試験を行うとともに、その結果に基づいて実務設計における極限地盤反力係数の算出方法を考察した。なお、3.2 の実験における応力状態の変化は複雑で、非排水せん断強度を論理立てて推定することは非常に難しい問題であることから、実務で用いることを前提に 3.3 の解析と併せて総合的に解釈して算出する方法を提案する。なお、ここまでは、応力単位であるので地盤反力度として記載していたが、本節(2)以降は設計に用いる定数として記載するので、実務で一般に用いる地盤反力係数という言葉で記載する。本節表題についても、最終結果に併せて地盤反力係数とした。

(1) 非排水せん断強度の評価方法

実験後の土槽から標点の動きを考慮し載荷の影響が少ないと考えられる場所からシンウォールで鉛直にコア抜きサンプリングした試料を用いて、圧密非排水三軸圧縮試験および伸張試験を行った。ケース 1,2 の試験結果を図-3.17, 3.18, 3-19 に示す。図-3.19 の非排水せん断強度は軸圧より側圧を引いて $1/2$ を乗じて求めた。なお、模型試験における地盤の圧密圧力は 100kN/m^2 であるが、アクリル板設置のプロセスに時間を要したことから、地盤は除荷が生じて過圧密状態に移行していると考えられることから、圧密圧力には模型試験で計測された土圧初期値を用いた。

この試験結果から、模型地盤には非排水せん断強度の異方性がある。模型実験の解釈では、せん断方向に基づいて適用するせん断強度の大きさを変更する必要があるが、実務での適用を念頭に、本論文では三軸圧縮および伸張試験から得られる非排水せん断強度の平均強度⁹⁾を用いた分析を実施した。表-3.4 に模型実験のケース 1 及び 2 の模型地盤の非排水せん断強度を示す。

図-3.4 に示した地盤反力度～地盤変位関係に対して、地盤反力度については各ケースの非排水せん断強度で、変位については杭径で除した、正規化された関係を図-3.20 に示す。いずれのケースも模型実験による極限地盤反力度は約 $12\sim 13c$ (c : 非排水せん断強度) 程度であり、ほぼ同様の結果を与えている。これは、剛塑性有限要素法による解析結果 $q=12.6c$ とほぼ整合しており、前章で考察したように、引張強度を用いた地盤反力度の評価が実務設計で不要なことを裏付けている。なお、三軸圧縮試験や三軸伸張試験の結果を直接用いて極限地盤反力度を算出すると $10\sim 14c$ 程度とやや幅があることには注意が必要である。

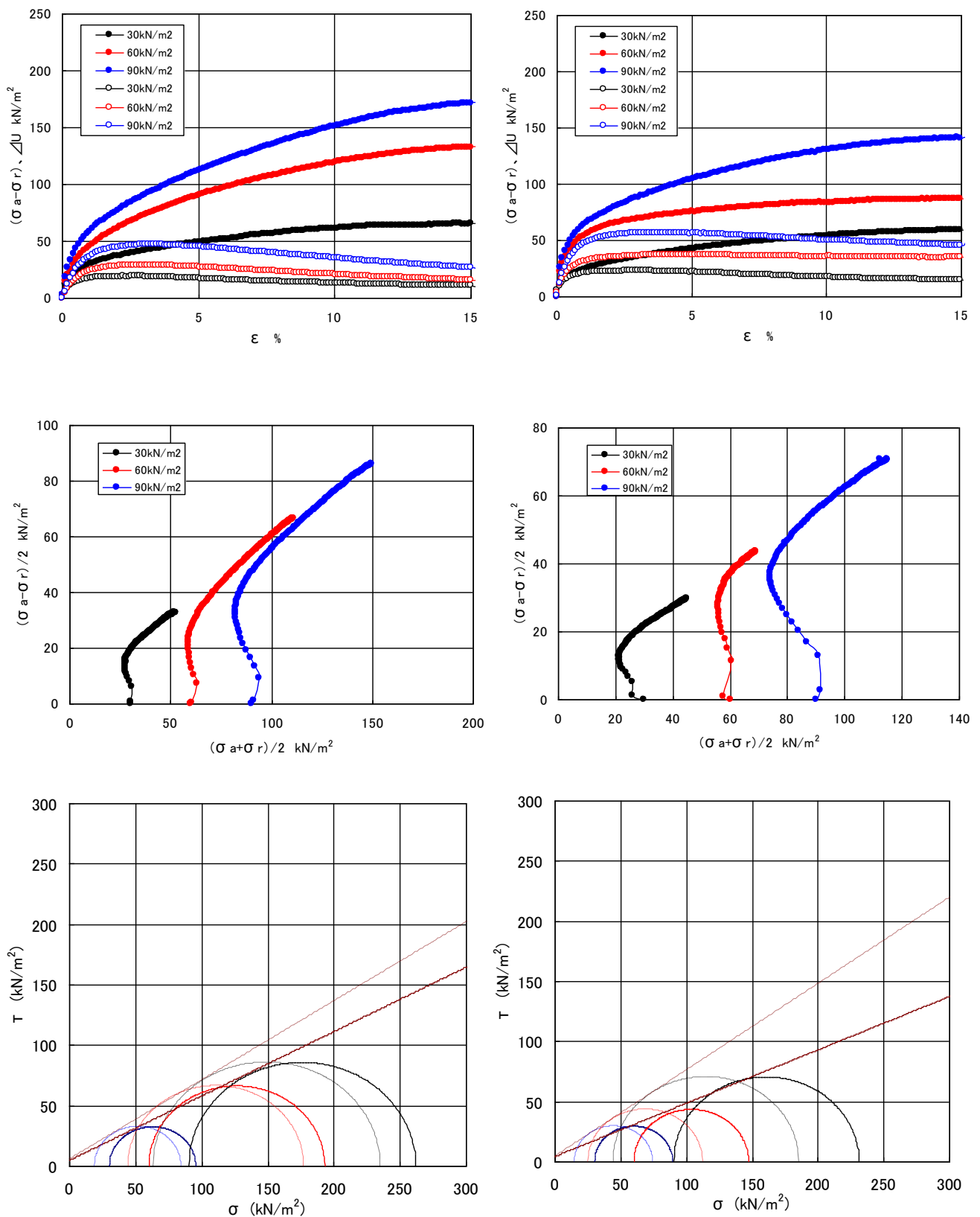


図-3.17 圧密非排水三軸圧縮試験結果（左：ケース 1，右：ケース 2）

（上段：軸差応力、過剰間隙水圧～軸ひずみ関係，中段：応力経路，下段：モール円）

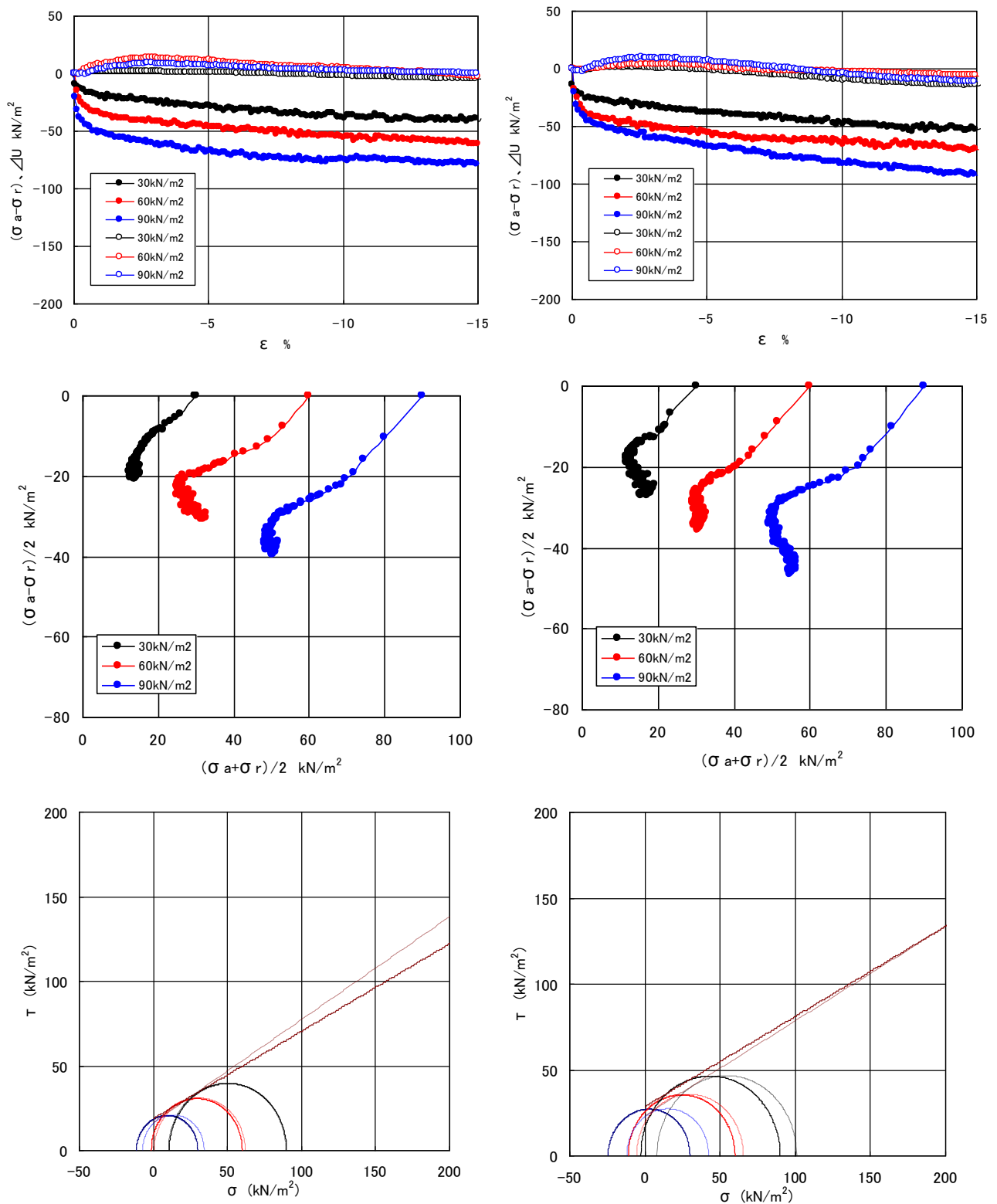


図-3.18 圧密非排水三軸伸長試験結果 (左: ケース 1, 右: ケース 2)

(上段: 軸差応力、過剰間隙水圧～軸ひずみ関係, 中段: 応力経路, 下段: モール円)

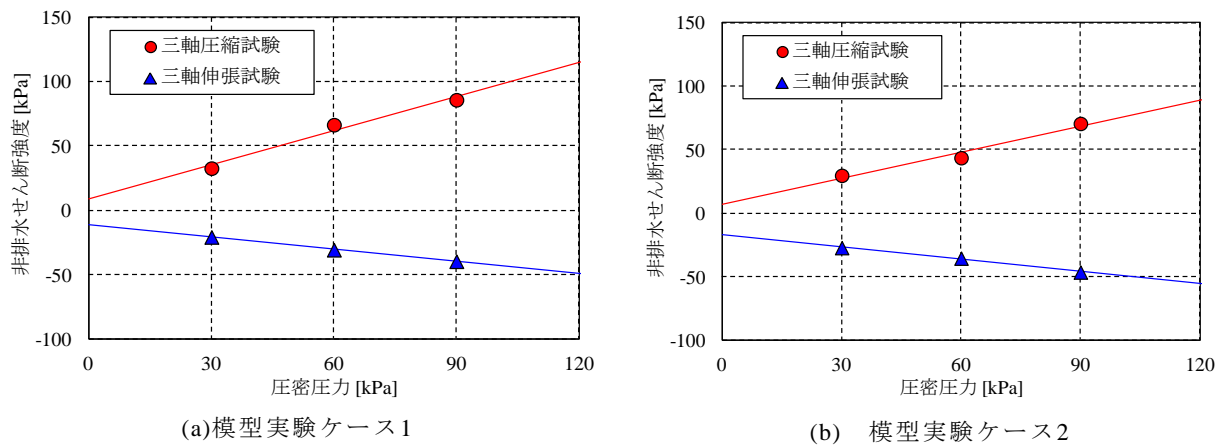


図-3.19 圧密非排水三軸試験のまとめ

表-3.4 模型地盤の非排水せん断強度の算定 (kPa)

ケース	ケース 1	ケース 2
土圧初期値	14.7	18.7
非排水せん断強度(圧縮)	21.6	19.9
非排水せん断強度(伸張)	16.1	23.1
非排水せん断強度(平均)	18.9	21.5

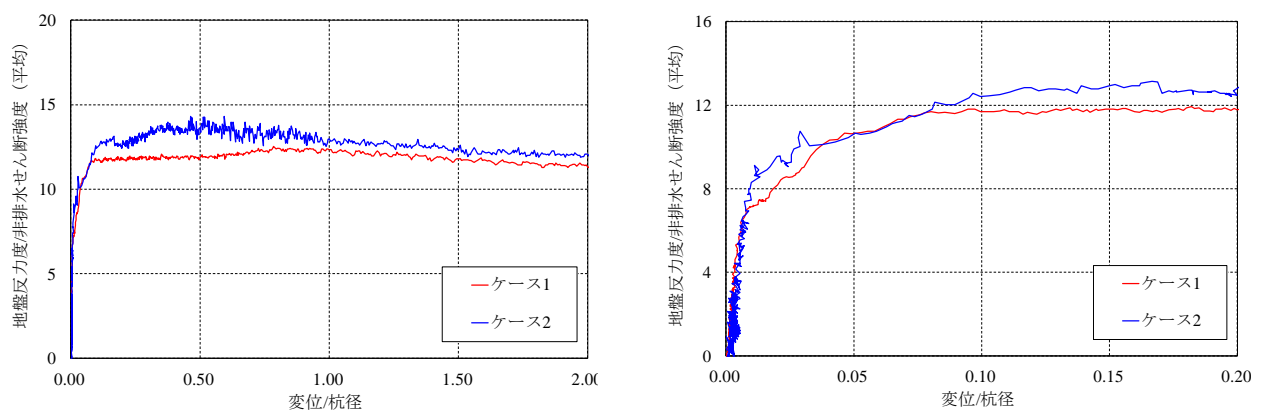


図-3.20 正規化した地盤反力度-変位関係
(下段は杭径 20% までの拡大図)

(2) 既往設計基準類との比較と極限水平地盤反力係数評価方法の提案

極限水平地盤反力係数を p 、粘性土の非排水せん断強度を c とすると、各種設計委基準類では概ね次のようになる。

- ・道路橋仕方書¹⁰⁾： $p=8c$ ($c=0.3\sigma_v'$ と仮定)
- ・鉄道構造物等設計標準・同解説¹¹⁾： $p\leq 9c$
- ・建築基礎構造設計指針¹²⁾： $p=9c$ (地表面の影響を受ける領域ではさらに低減)

これらは、本解析における杭のフリクション・カットを行った際の極限水平地盤反力係数 $q=9.45\sim 9.5c$ と近い値を与える。しかし、杭の周面摩擦は必ずしもカットされずに作用することを考える必要があり、周面摩擦が低減されていない場合には極限地盤反力係数が $q=12.6c$ であることも考慮する必要がある。したがって、上部構造物に作用する地震時慣性力を杭が受け止める範囲（図-1.1の $1/\beta$ の範囲：主働杭¹³⁾）に対しては、設計基準類は安全側評価となるが、 $1/\beta$ 以深の杭（受働杭¹³⁾）に作用する極限地盤反力係数に関して既存の設計基準類は、杭に作用する土圧が小さくなるため、危険側の評価となることに注意が必要である。

今回の実験及び解析結果から、例えば応答変位法を用いて設計・照査を行う場合、従来の極限水平地盤反力係数を杭と地盤の粗滑状態に応じて安全側評価となるよう設定することが望ましい。具体的には、杭の深度に応じて主働杭なら杭の周面摩擦状態に関わらず従来どおり非排水せん断強度の9倍、本論文が着目している受働杭で周面状態が粗なら従来とは異なり非排水せん断強度の13倍で設定するのがよいと考える。また、既に述べたように、鋭敏比の高い構造を有した粘性土の場合、極限地盤反力係数を低減することも可能である。

なお、実際の設計においては、(1)で論じた非排水せん断強度をどのようなサンプリング、試験で設定するか、各仕方書等の設計・照査体系や既往の研究を参考に工学的判断が必要となる。

3.5 まとめ

本章では、粘性土地盤の杭のすり抜けに関する極限水平地盤反力度について、模型実験ならびに剛塑性有限要素法を用いて検討した。以下に、得られた知見を列挙する。

- ① 模型実験結果から、地盤反力度は杭径の約 10% 程度の変位時点において地盤反力度がピーク（極限地盤反力度）となった。また、それ以降は若干のひずみ軟化挙動を示すが、ほぼ完全塑性的挙動であり、その極限地盤反力度は、非排水せん断強度の 12～13 倍程度であった。これは、Randolph and Houlsby の杭周面粗の解とほぼ同じであった。
- ② 模型実験にて、杭周辺地盤に設置した標点から、杭周辺地盤の回り込みやすり抜け変形（地盤の塑性化）を観察できた。杭周辺地盤の変形する領域は杭中心から杭径の 2.5～3 倍程度の範囲である。
- ③ 剛塑性有限要素法解析による数値実験結果からも模型実験と同様の極限地盤反力度および、地盤の塑性化範囲が得られた。
- ④ フリクションカットにより杭周面がスムーズな場合、剛塑性有限要素法解析による極限地盤反力度は、Broms や Randolph and Houlsby の解における杭周面がスムーズな場合とほぼ同じであった。
- ⑤ 杭打設により杭周辺地盤の強度低下を考慮した場合、極限地盤反力度が大幅に低下する可能性があり、その感度は大きい。
- ⑥ 群杭の極限地盤反力度は、杭中心間隔を $5.0D$ 離せば、単杭と同等の値となる。解析結果から群杭効果の感度は比較的小さいと考えられ、設計・照査において安全側評価を行う観点からは、単杭の評価を行っておけば実務上十分と考えられる。
- ⑦ 引張強度を導入した剛塑性有限要素法解析の数値実験結果から、引張強度を考慮しない Mises 材の計算結果で十分工学的に有用であることがわかった。
- ⑧ 上部構造物に作用する地震時慣性力を杭が受け止める範囲（図 1-1 の $1/\beta$ の範囲：主働杭）に対しては、設計基準類は安全側評価となるが、杭周面摩擦が低減されていない場合で $1/\beta$ 以深の杭（受働杭）に作用する極限水平地盤反力係数に関して既存の設計基準類は、杭に作用する土圧を小さく見積もるため、危険側の評価となることに注意が必要である。
- ⑨ 応答変位法を用いて設計・照査を行う場合など、杭の深度に応じて主働杭なら杭の周面摩擦状態に関わらず従来どおり非排水せん断強度の 9 倍、本論文が着目している受働杭で周面状態が粗なら従来とは異なり非排水せん断強度の 13 倍で設定するのがよいことを提案した。非排水せん断強度の設定方法は、現地の状態、サンプリング、杭周辺の非排水せん断挙動などに影響されるが、ひとつの方法として三軸圧縮試験と三軸伸長試験結果の平均を採用することが考えられる。

【参考文献】

- 1) 樋口俊一，濱田政則，谷賢俊：抑止杭による護岸近傍の液状化側方流動対策に関する数値シミュレーション，地盤工学研究発表会発表講演集，pp.1553-1554，2010.7.
- 2) 小堤治，溜幸生，岡由剛，一井康二，井合進，梅木康之：二次元有効応力解析における杭と液状化地盤の相互作用のモデル化；地盤工学研究発表会発表講演集，pp.1899-1900，2003.7.
- 3) Tamura, T., Kobayashi, S. and Sumi, T.: Limit analysis of soil structure by rigid plastic finite element method, Soils and Foundations, Vol.24, No.1, pp.34-42, 1984.3.
- 4) Tamura, T., Kobayashi, S. and Sumi, T.: Rigid-plastic finite element method for frictional materials, Soils and Foundations, Vol.27, No.3, pp.1-12, 1987.9.
- 5) 保科隆，瀧本英朗，田中達也，磯部公一，大塚悟：剛塑性有限要素解析による地山補強土工法の補強効果の評価，応用力学論文集，土木学会，Vol.13，pp.379－390，2010.8.
- 6) 保科隆，大塚悟，磯部公一：低強度シーム層を内在する自然斜面の斜面安定解析，地盤工学ジャーナル，地盤工学会，Vol.6，NO.2，pp.191-200，2011.6.
- 7) Randolph, M. F. and Houlsby, G. T.: The limiting pressure on a circular pile loaded laterally in cohesive soil, Geotechnique, Vol.34, No.4, pp.613-623, 1984.
- 8) Broms, B. B.: Lateral resistance of piles in cohesive soils: Soil Mechanics and Foundation Division, SM2, ASCE, 1964.3.
- 9) 土田孝，水上純一，及川研，森好生：一軸圧縮試験と三軸試験を併用した新しい粘性土地盤の強度決定法，港湾技術研究所報告，Vol.28，NO3，1989.
- 10) 日本道路協会：道路橋仕方書・同解説（IV下部構造編，V耐震設計編），2012.3.
- 11) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説（基礎構造物，耐震設計），2012.9.
- 12) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針，2001.
- 13) 松井保：主働杭と受働杭，技術手帳，土と基礎，Vol.30，No.7，pp.103-104，1982.

第4章 高強度プレストレストコンクリート杭の引張および 低圧縮軸力下における終局せん断耐力評価

4.1 緒論

第1章序論2節で示した課題である地震時における高強度プレストレストコンクリート杭の引張および低圧縮軸力下の終局せん断耐力を正確に評価できるようにする実務的な手法の提案が本章の研究目的である。

はじめに、実物大 PHC 杭の引張軸力や低軸力下での地震時荷重を想定した正負交番載荷実験等を逆対称曲げモーメント状態で行い、ポストピーク域に至る挙動を詳細に検討する。また、ひび割れのような不連続現象を直接的に評価可能な剛体バネモデル (RBSM)¹⁾を用いて PHC 杭をモデル化し、その適用性を実験値との比較で確認する。そして、適用性を確認した解析手法により数値実験を行うことで、比較的軸力の低い領域を主体に軸力、せん断スパン比、杭径、らせん鉄筋が終局せん断耐力にどのような影響を及ぼすのか、実験結果もふまえ既往設計式と比較して考察し、既往設計式を修正することで、引張および低圧縮軸力下への精度を向上させた終局せん断耐力評価式を新たに提案する。

なお、最近では、らせん鉄筋量を増やしたり中詰めコンクリートを施した JIS 強化 PHC 杭と呼ばれるもの^{2),3)}もあり、新設基礎に用いられているが、本研究では既設構造物基礎の耐震性能照査を念頭にしており、既設構造物基礎に多く用いられている高強度コンクリートを用いた中空構造の PHC 杭の耐震性能照査を目的としていることから対象範囲外とした。また、実験概要で詳述するが、対象としている引張軸力は杭に作用する外力であり、複合軸応力（杭のプレストレス力による応力＋軸力載荷に伴って作用する応力）は圧縮である。論文タイトルは、杭を設計する際に用いる軸力の定義に沿って用いた。同じ軸圧縮応力であっても、プレストレス力を導入していない鉄筋コンクリート部材との違いは、プレストレス力は内力で、軸力は外力であることである。したがって、軸力は曲げ耐力が変化するが、PHC 杭のような内力は曲げ耐力が変化しないため、曲げせん断耐力比にも影響する。既存構造物基礎に多く用いられている PHC 杭の耐震性能照査を目的としていることから対象範囲外とした。

4.2 軸力を考慮した実物大せん断載荷実験

PHC 杭（JIS 強化型のものを除く）の地震時終局せん断耐力を求めるための実験を引張および低軸力下で正負交番載荷も含め行う。載荷方法は、実際の地層構成を考慮し地盤の地震時応答変位を考慮して杭体を照査する際にみられる逆対象曲げモーメント分布状態を再現できるように、これまでよく行われている単純梁形式ではなく逆対称曲げモーメント分布状態で載荷できる建築研究所式載荷を用いた。引張軸力は、これまで行われてきているプレストレス力を減ずる方法ではなく、杭体を直接引張り正負交番で載荷した。これは、せん断ひび割れ発生後の挙動も実現象になるべく近い形でとらえるためである。また、近年ボックスカルバート構造物やその部材を対象に研究されている鉛直変位に着目した損傷評価^{4),5)}の考え方を参考に、これまで行われていない鉛直（軸）方向変位の計測を行うことで、軸力保持性能の観点からせん断ひび割れや最大せん断力と終局せん断耐力との関係を考察した。これらの結果を通して、既設 PHC 杭の耐震性能評価に資する基礎資料を得る。

(1) 実験概要

(a) 供試体および材料の概要

載荷実験に用いる杭は、PHC 杭 $\phi 300\text{B}$ 種（コンクリートの設計基準強度 85N/mm^2 、有効プレストレス 8N/mm^2 、外径 $D=0.3\text{m}$ 、厚さ $t=60\text{mm}$ 、径厚比 $t/D=0.2$ ）であり、実構造物として使用されている JIS 規格品で、プレストレス力はプレテンション方式により導入し、オートクレーブ養生により製造されたものである（表 4-1）。

図-4.1 に供試体の概要を示す。供試体は、逆対象載荷試験を行うために、PHC 杭の両端部に高さ 0.8m 、幅 0.7m の直方体のスタブを設置し、PHC 杭をスタブ内に 0.55m 埋め込んで固定した。供試体のせん断スパン比 a/d は、既往の実験結果^{6),7)}より、PHC 杭 $\phi 300\text{B}$ 種における曲げ破壊とせん断破壊の境界が $a/d=2$ 程度であることから $a/d=1.5$ （せん断スパン長 0.9m ）に設定した。鋼材は、軸方向筋として直径 7mm の PC 鋼線（名称 SWPD1L）が、かぶり 30mm で 12 本配置されている。横方向筋は直径 4mm の普通鉄線（名称 SWM-B）が、 100mm ピッチでらせん状に配置されている。PC 鋼線、らせん鉄筋、杭表面のコンクリートにはひずみゲージを図中カラー一点の位置に付けている。なお、試験体両端のスタブは、鋼構造接合部設計指針⁸⁾における埋込み柱脚の設計の考え方により、曲げモーメントとせん断力はスタブコンクリートの水平支圧力によって伝達され、軸力はベースプレートとスタブコンクリートの鉛直支圧力で伝達されるとし、杭頭固定状態と考えた。

杭体に用いられているコンクリートは、設計基準強度 85N/mm^2 の高強度コンクリートであるが、実強度は設計基準強度より大きいことが想定される。そこで、外径 200mm 、内径 120mm 、板厚 40mm 、高さ 300mm の材料試験用供試体（実物杭同様に遠心成形後オートク

レーブ養生により作成)を用いて圧縮強度試験を行い、応力～ひずみ関係を算定した。9体の供試体から得られた試験結果の平均値を表-4.2に示す。圧縮強度は 122.3N/mm^2 と超高強度コンクリートの範疇にある。なお、スタブに用いたコンクリートは、設計基準強度 30N/mm^2 の普通コンクリートである。また、PC鋼線およびらせん筋の材料試験結果(それぞれ3供試体の平均値)を表-4.3に示す。

(b) 荷重および計測方法

実験は、図-4.2に示す建築研究所式荷重装置と呼ばれるパンタグラフで平行を維持しつつ加力できる装置で行った。また、スタブと荷重装置を固定することで、杭体自体を直接引張ることが可能なものである⁹⁾。

実験は、表-4.4に示す6ケースについて行った。表中に記載した複合軸応力(杭のプレストレス力による応力+軸力荷重に伴って作用する応力)からわかるように、プレストレス力の影響で、引張軸力 200kN を作用させても断面の応力は圧縮場である。なお、PC鋼線にひずみゲージを貼ることで荷重に伴う挙動を分析できるようにした。また、荷重時の上スタブの水平変位および鉛直変位を下スラブとの相対変位で計測した。

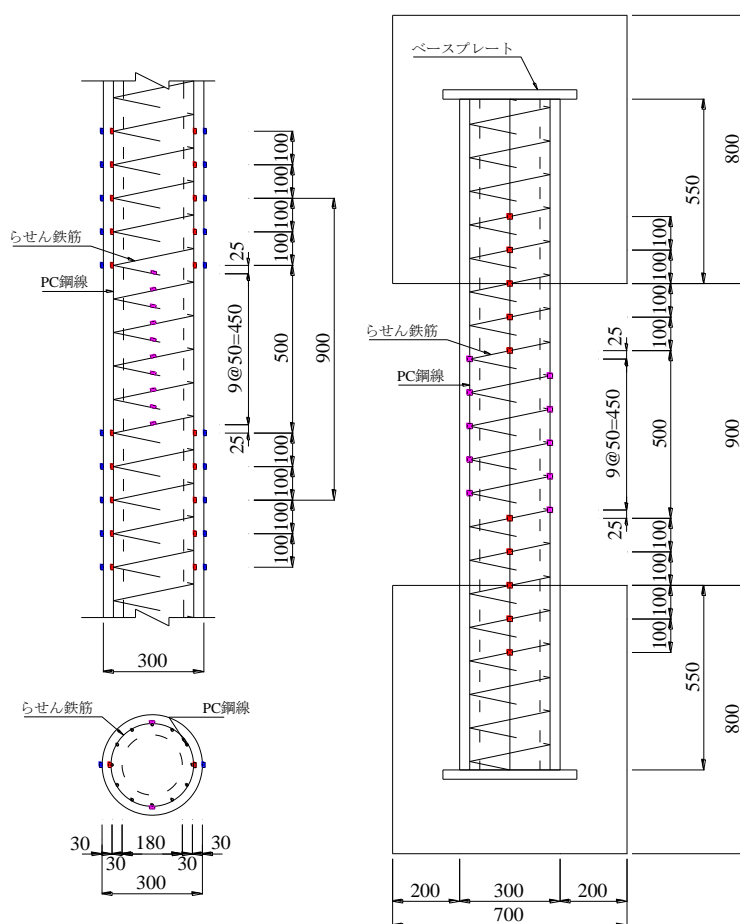


図-4.1 供試体概要

表-4.1 実験用 PHC 杭の配合表および製造過程

配合表	設計基準強度	85.0N/mm ²	
	水セメント比	29.1%	
	骨材最大寸法	20mm	
	細骨材率	42.0%	
単位量 (kg/m ³)	水	125	
	セメント	430	普通ポルトランドセメント
	細骨材	785	
	粗骨材	1113	
	混和剤	6.88	高性能減水剤 I 種
製造過程	(1) PC 鋼線緊張（プレテンション方式） (2) 遠心力締固め成形 (3) 常圧蒸気養生 [積算温度 800℃h 以上] (4) 脱型（プレストレス導入） [コンクリート強度 40N/mm ² 以上] (5) オートクレーブ養生（高温高圧養生） [183.2℃ (0.981MPa) ,3h 以上]		

表-4.2 コンクリート材料試験結果

弾性係数 (N/mm ²)	圧縮強度 (N/mm ²)	強度時ひずみ (μ)
5.03×10 ⁴	122.3	2,741

表-4.3 鋼材の材料試験結果

	弾性係数 (N/mm ²)	降伏強度 (N/mm ²)	降伏ひずみ (μ)	引張強度 (N/mm ²)
PC鋼線	194,501	1,287.6	6,620	1,692.7
らせん鉄筋	195,203	532.7	2,790	572.8

表-4.4 実験ケース一覧

ケース	軸力 (kN)	複合軸応力 (N/mm ²)	載荷方法
E-D300-1.5-0M	0	8.0	単調
E-D300-1.5-C200M	圧縮 200	12.2	単調
E-D300-1.5-T100M	引張 100	5.9	単調
E-D300-1.5-T200M	引張 200	3.8	単調
E-D300-1.5-C200C	圧縮 200	12.2	正負交番
E-D300-1.5-T100C	引張 100	5.9	正負交番

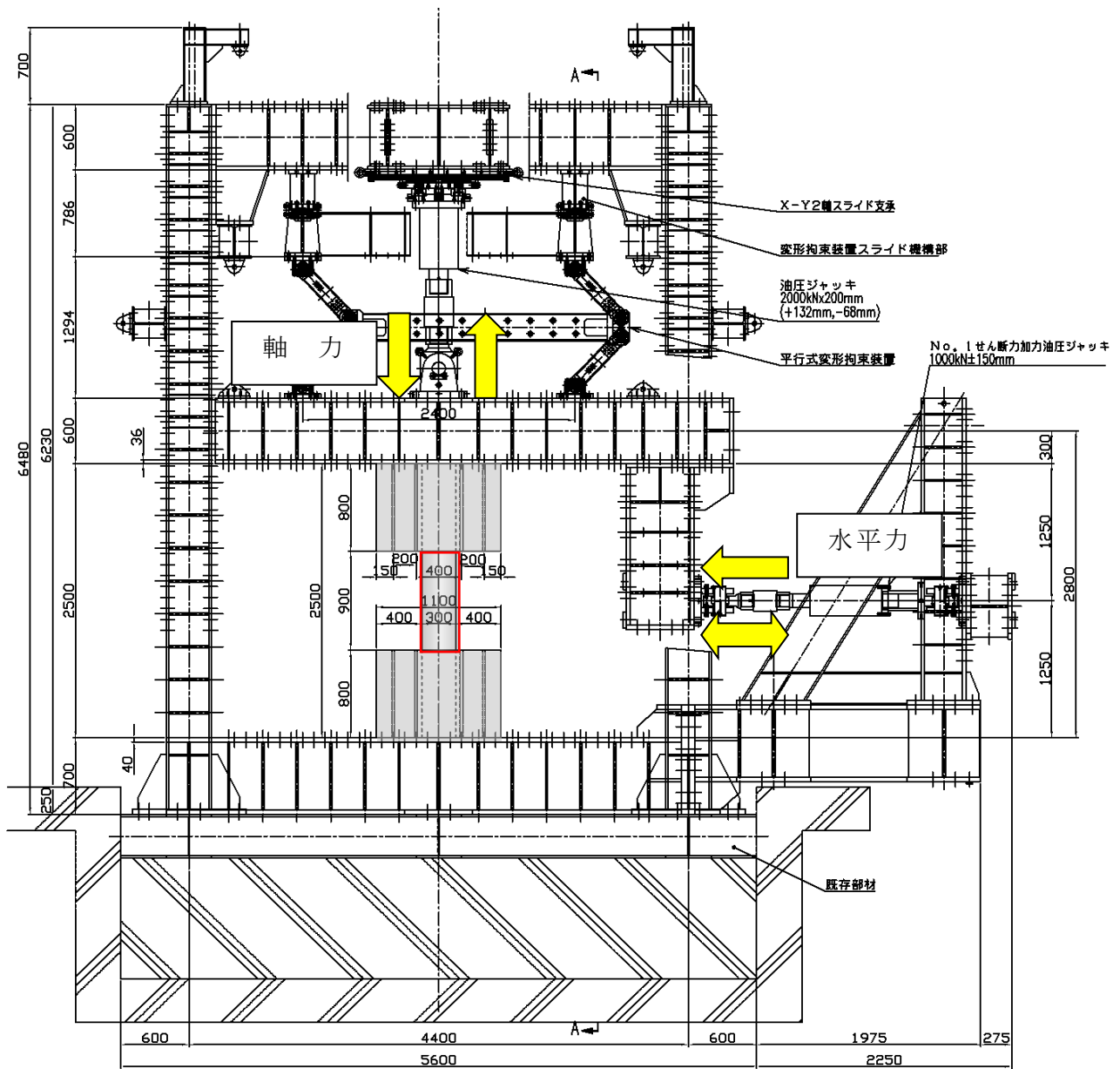


図-4.2 载荷装置（建築研究所式）

(2) 実験結果

実験結果として、各ケースの水平荷重～水平変位関係および鉛直変位～水平変位関係を図-4.3、主な破壊進展状況を写真-4.1に示す。

(a) E-D300-1.5-0M (軸力 0kN 単調載荷)

最大水平荷重に至るまで、杭とスタブの界面位置以外でひび割れは発生しなかった。最大荷重時の図 4-3(a)の A 点（水平変位 $\Delta=12.945\text{mm}$ ；写真-1(a-1)）において、杭上部に約 45 度の角度のせん断ひび割れが発生し、耐力がやや低下した（最大荷重 $Q=227.3\text{kN}$ ）。その後、B 点（水平変位 $\Delta=16.68\text{mm}$ ；写真-4.1(a-2)）において、杭中央部全長にわたるせん断ひび割れおよび杭下部に約 45 度の角度のせん断ひび割れが発生し、著しく耐力が低下した。鉛直変位は、最大荷重の A 点以降においてやや鈍くなりながら増加し、B 点以降で大きく減少した。なお、その他の実験ケースでも、杭端部付近に生じる約 45 度の角度のせん断ひび割れや、同じく杭端部付近に生じる 45 度から 90 度の範囲の曲げに伴う引張応力が原因で発生する曲げせん断ひび割れ、杭中央部全長にわたる高角のせん断ひび割れが生じたが、杭中央部全長にわたる高角のせん断ひび割れは、単純はり形式あるいは片持ちはり形式の実験では観察されず、両端固定式の逆対象曲げモーメントの載荷で特徴的に観察されるせん断ひび割れである。

(b) E-D300-1.5-C200M (軸力圧縮 200kN 単調載荷)

図-4.3(b)の A 点（水平変位 $\Delta=8.42\text{mm}$ ）において、杭上部（スタブから杭径の約 1/3 下の位置）に曲げひび割れが発生した。その後、B 点（水平変位 $\Delta=10.82\text{mm}$ ；写真-4.1(b)）において、杭中央部に全長に渡るせん断ひび割れが発生し、最大荷重（ $Q=268.6\text{kN}$ ）到達後、耐力が著しく低下した。さらに除荷・再載荷したところ、せん断ひび割れが大きく拡がり、らせん筋が破断するなどして、耐力が失われた（C 点）。鉛直変位は耐力が著しく低下した B 点までほぼ線形的に増加し、最大荷重後でもらせん鉄筋が破断した後は大きく減少したが、除荷・載荷時は安定的な挙動を示した。

(c) E-D300-1.5-T100M (軸力引張 100kN 単調載荷)

図-4.3(c)の A 点（水平変位 $\Delta=7.17\text{mm}$ ）において、杭下部のスタブ界面位置付近に曲げせん断ひび割れが発生し、やや耐力低下した。その後、B 点（水平変位 $\Delta=7.51\text{mm}$ ）で杭上部に下部と同様の曲げせん断ひび割れが発生し、C 点（水平変位 $\Delta=9.4\text{mm}$ ；写真-4.1(c-1)）で杭下部に約 45 度のせん断ひび割れが発生した。さらに、D 点（水平変位 $\Delta=16.455\text{mm}$ ）において、杭中央部に全長にわたるせん断ひび割れが発生し、耐力が著しく低下した（最大荷重 $Q=205.9\text{kN}$ ）（写真-4.1(c-2)）。鉛直変位は、杭端部でせん断ひび割れが発生しても最大荷重までは概ね線形的に増加し、それ以降は増加傾向が鈍化している。

(d) E-D300-1.5-T200M (軸力引張 200kN 単調載荷)

図-4.3(d)の A 点（水平変位 $\Delta=5.21\text{mm}$ ）において、杭上部のスタブ界面位置付近に曲げせん断ひび割れが発生した。その後、B 点（水平変位 $\Delta=10.4\text{mm}$ ；写真-4.1(d-1)）で杭下

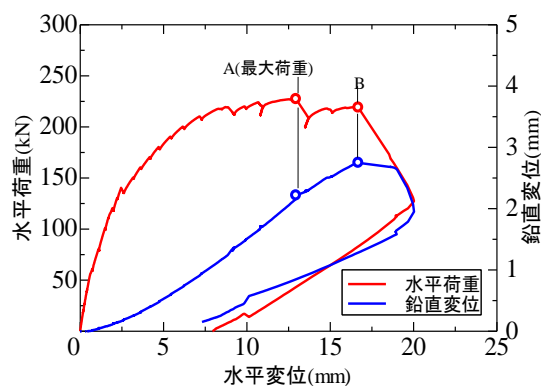
部に曲げせん断ひび割れが発生し、耐力がやや低下した。さらに、C 点（水平変位 $\Delta=17.54\text{mm}$ ）で試験体中央部に全長にわたるせん断ひび割れが発生し、耐力が著しく低下した（D 点；写真-4.1(d-2)）。最大荷重は $Q=173.1\text{kN}$ であった。鉛直変位の増加傾向は、E-D300-1.5-T100M と概ね同様であった。

(e) E-D300-1.5-C200C（軸力圧縮 200kN 正負交番載荷）

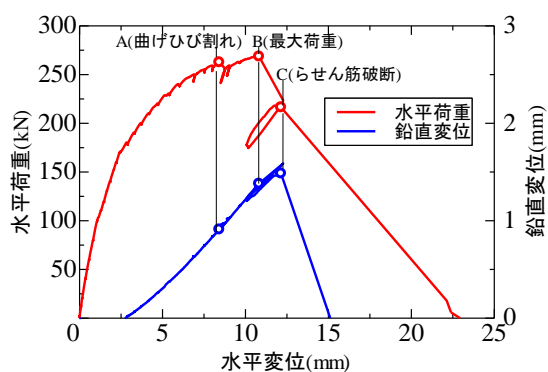
水平変位 3.6mm サイクルで杭下部のスタブ界面位置付近に曲げひび割れが確認された。水平変位 6mm サイクルの負載荷中の図-4.3(e-1)の A 点（水平変位 $\Delta=-5.0\text{mm}$ ）で杭上部に曲げせん断ひび割れが発生した。その後、負方向での最大荷重（ $Q=-211.6\text{kN}$ ）に水平変位 $\Delta=-6.0\text{mm}$ で達した。水平変位 9mm サイクルの正載荷中 B 点（水平変位 $\Delta=7.4\text{mm}$ ；写真-1(e-1)）で杭上部に 45 度よりも大きな角度のせん断ひび割れと、杭中央部に全長にわたるせん断ひび割れが発生し、耐力が著しく低下した（最大荷重 $Q=249.9\text{kN}$ ）。その後、正負交番載荷毎に複数の斜めひび割れの発生を伴い徐々に耐力が低下していった。鉛直変位は、図-4.3(e-2)の B 点のピーク荷重以降も増加傾向を示すが、その後の載荷時では耐力低下とともに減少している（写真-4.1(e-2)）。ピーク荷重後は正負交番載荷とともに減少し、軸力保持能力が低下していることが明らかに分かる。

(f) E-D300-1.5-T100C（軸力引張 100kN 正負交番載荷）

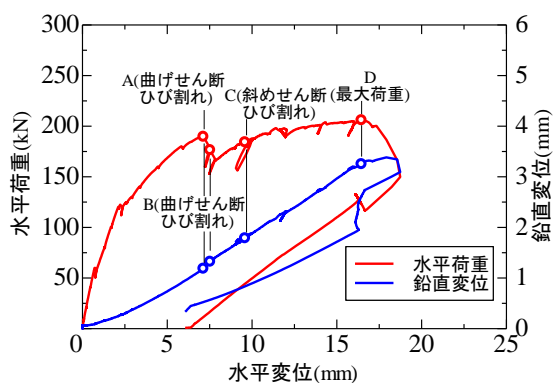
水平変位 1.8mm サイクルの正加力時に、杭下部のスタブ界面位置付近に曲げひび割れが確認された（図-4.3(f-1)の A 点）。水平変位 1.8mm サイクルの負側載荷時にも、杭下部のスタブ界面位置付近に曲げひび割れが確認された。その後のサイクルでは、スタブ界面位置付近の曲げひび割れが広がるのみで、杭体にその他のひび割れは発生しなかった。水平変位 12mm サイクル以降は耐力が上昇しなくなり、正方向では水平変位 $\Delta=12.015\text{mm}$ 時に最大荷重 $Q=190.3\text{kN}$ 、負方向では水平変位 $\Delta=-14.96\text{mm}$ 時に最大荷重 $Q=-179.9\text{kN}$ であった（B, C 点）。変形角 $R=1/50$ サイクル後に、正方向に漸増載荷を行ったところ、水平変位 $\Delta=28.175\text{mm}$ 時に PC 鋼線の破断音が確認され、耐力が著しく低下した（D 点）。その後、破断音が何度か確認され、耐力が大きく低下したために載荷を終了した。杭体には最後まで明瞭なせん断破壊面が観察されず（写真-4.1(f)）、曲げ破壊であったと考えられる。鉛直変位の増加傾向は、最大荷重点以降も挙動に変化がなく、PC 鋼線の破断まで増加傾向を示し、他のケースのようなせん断破壊とは異なる挙動である。



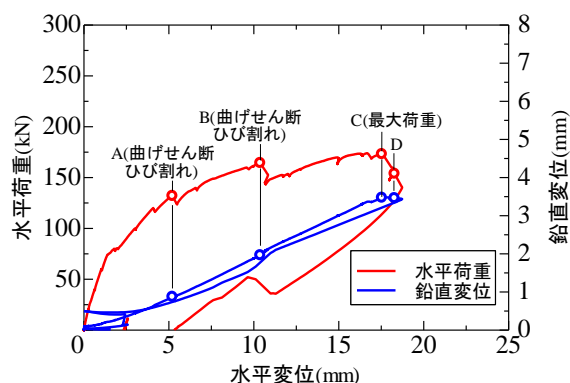
(a) E-D300-1.5-0M



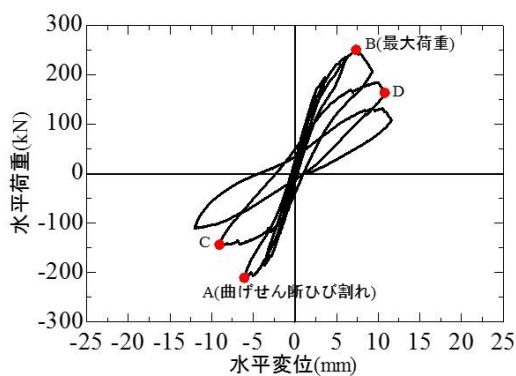
(b) E-D300-1.5-C200M



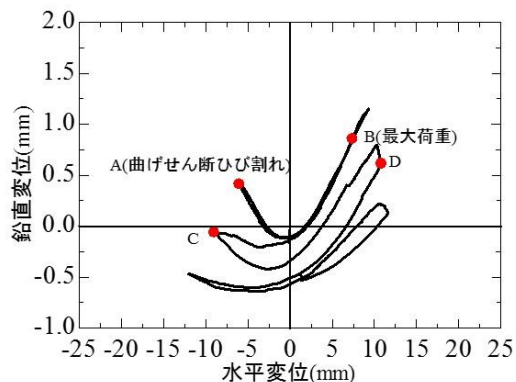
(c) E-D300-1.5-T100M



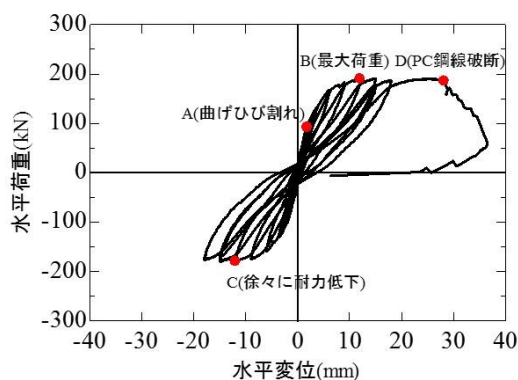
(d) E-D300-1.5-T200M



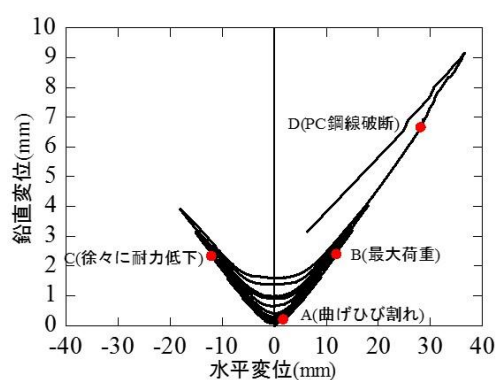
(e-1) E-D300-1.5-C200C



(e-2) E-D300-1.5-C200C

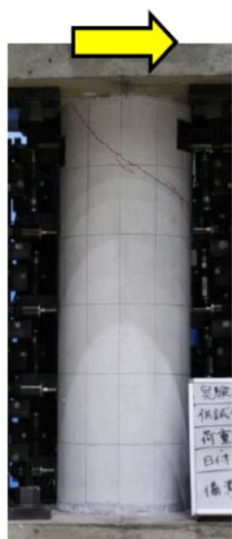


(f-1) E-D300-1.5-T100C

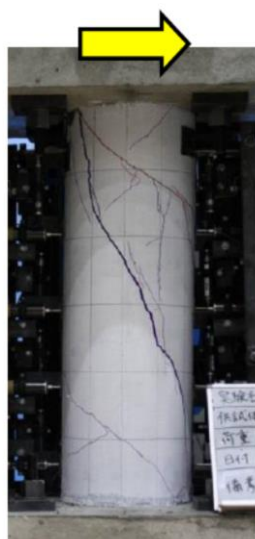


(f-2) E-D300-1.5-T100C

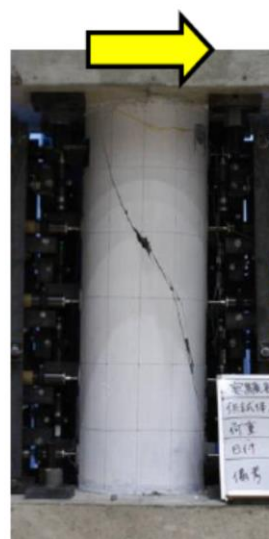
図-4.3 各ケースの実験結果（水平荷重～水平変位関係，鉛直変位～水平変位関係）



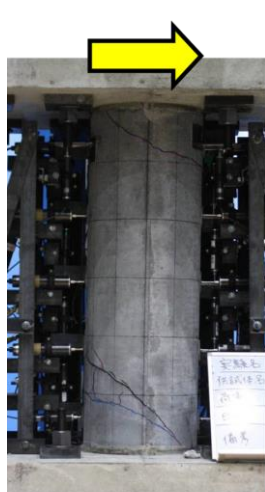
(a-1) E-D300-1.5-0M



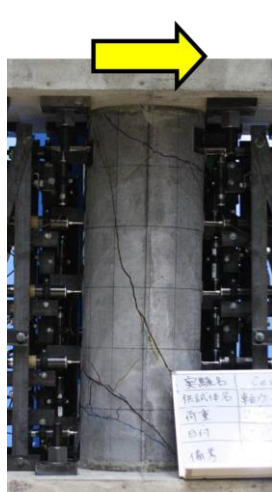
(a-2) E-D300-1.5-0M



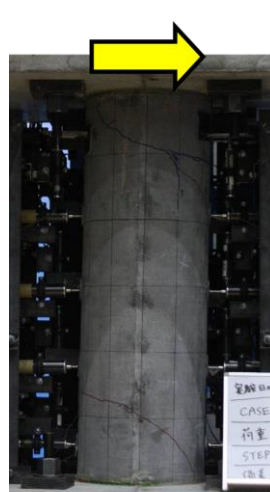
(b) E-D300-1.5-C200M



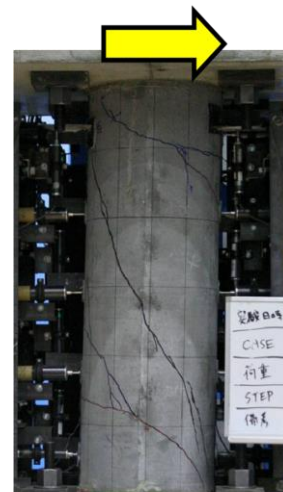
(c-1) E-D300-1.5-T100M



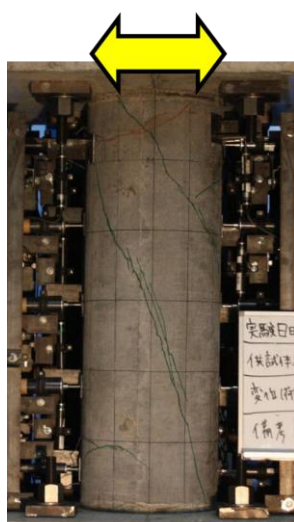
(c-2) E-D300-1.5-T100M



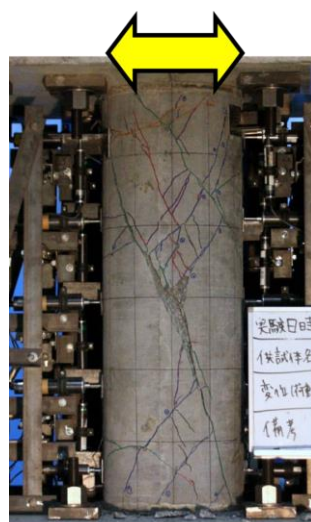
(d-1) E-D300-1.5-T200M



(d-2) E-D300-1.5-T200M



(e-1) E-D300-1.5-C200C



(e-2) E-D300-1.5-C200C (試験後)



(f) E-D300-1.5-T100C (試験後)

写真-4.1 各実験ケースの破壊状況

(3) 実験結果のまとめと考察

(a) 荷重～変位特性と破壊性状の比較

各実験ケースの水平荷重～水平変位関係を重ね合わせたものを図-4.4に示す。正負交番載荷したケースは、その包絡線の第一象限部分を示した。また、図中横軸カッコ内には、変形角も併せて示した。単調載荷を行った実験ケースを比較すると、軸力が圧縮側に増加するにつれて、初期剛性や最大耐力が向上する一方で、最大耐力時変形角が低下することが確認できる。

載荷方法で比較すると、同じ引張軸力 100kN 下で単調載荷した E-D300-1.5-T100M と正負交番載荷した E-D300-1.5-T100C では異なる様相を示しており、E-D300-1.5-T100C の方がひび割れ以降の剛性が低いこと、E-D300-1.5-T100M はせん断破壊したが E-D300-1.5-T100C は曲げ破壊であり、破壊形式が異なるために変形性能が異なった。この破壊形式が異なった原因の考察は、次項で示す。

また、同じ圧縮軸力 200kN 下である E-D300-1.5-C200M と E-D300-1.5-C200C を比較すると、破壊形式は同じせん断破壊となったが、最大耐力、変形性能ともに単調載荷した E-D300-1.5-C200M の方が大きい結果となった。

(b) 鉛直変位の変化と終局せん断耐力の関係

近年ボックスカルバート構造物やその部材を対象に研究されている鉛直変位に着目した損傷評価^{4),5)}の考え方によれば、水平耐力が顕著に低下する場合は、鉛直変位の増加の頭打ちや伸長から沈下への反転、正負交番載荷に伴う沈下の進行が見られるとされている。本実験では、部材を直接引張っているものの、複合軸応力でみた場合、圧縮場であり、この研究成果を参考にした。

各ケースの実験結果で述べたように、いずれのケースにおいても部材端部でせん断ひび割れが発生した以降も鉛直変位の増加傾向に変化はなく、ピーク荷重である終局せん断耐力と鉛直方向変位の増加傾向の鈍化がよく対応している。鉛直方向の剛性に変化がないことから、地震後の常時軸力の保持性能にも影響がないものと考えられ、曲げせん断ひび割れ発生時で評価しなくても、ピーク荷重を終局せん断耐力と考えればよいと思われる。

(c) 試験体変形及び破壊性状の分析

変形および破壊性状を分析するため、PC 鋼線に貼り付けたひずみゲージの計測結果に基づき、変形角 $R=1/1000$, $1/150$ 時の曲率の高さ方向分布をケース毎に比較したものを図-4.5に示す。なお、PC 鋼線のひずみについては、最大で 4000μ 程度が計測されており、それ以上は欠測となった。別途実施した PC 鋼線の引張試験では $7000\sim 8000\mu$ までほぼ線形の応力～ひずみ関係が得られている。E-D300-1.5-0M, E-D300-1.5-T100C, E-D300-1.5-T200M, E-D300-1.5-C200C では、 $R=1/1000$ という比較的小さい変形段階から、PC 鋼線のひずみから計算した曲率が、スタブ界面からスタブ内へ 100mm 入った位置で大きくなっている。これは、この位置で曲げひび割れが発生したことを示唆している。そこで、前項

で述べた同じ軸力下で単調載荷と正負交番載荷で破壊形式が異なる E-D300-1.5-T100M と E-D300-1.5-T100C に対して、試験後に杭体埋め込み部の状態を目視観察した（写真-4.2, 写真-4.3）。E-D300-1.5-T100M は、スタブ界面から 30mm～40mm の位置に曲げひび割れが入っている。この位置は、スタブの主筋位置（かぶりを除いた最初の鉄筋位置）と一致しており、スタブのかぶり分だけスタブ内に移動して曲げひび割れが入ったと思われる。E-D300-1.5-T100C は、スタブ主筋位置だけでなく、やや深い位置（80mm～140mm）にも曲げひび割れが入っており、正負交番載荷により、スタブと杭コンクリートの付着がやや劣化し、杭体を固定している位置がスタブ内にややシフトし、実態としてせん断スパンが伸びたような試験となったため、曲げ破壊で終わったと考えられる。

なお、他の試験ケースについても、スタブ界面から 30mm～40mm の位置に曲げひび割れが入っていることが確認された。

変形角が増加した 1/150 の場合の曲率は、スタブ界面位置の方が大きくなっており、終局時には試験区間内の挙動が支配的になったと考えられる。また、スタブ付近を除けば、曲率の分布はどのケースもほぼ同様の値を取っている。このことから、変形挙動が軸力や載荷方法に関わらずほぼ同一であり、スタブ内のひび割れの最大せん断耐力への影響は、スタブ主筋位置よりやや深い位置まで曲げひび割れが入った E-D300-1.5-T100C を除き、比較的小さいと考えられる。

(d) らせん鉄筋ひずみの検討

らせん鉄筋のひずみ計測結果は、クラック位置近くにひずみゲージが貼ってあった E-D300-1.5-C200C と E-D300-1.5-T200M で降伏ひずみレベルの値を計測できたが、他は大きなひずみを計測できなかった。最大荷重時に大きなひずみが発生していないことが確認できたことから、らせん鉄筋は、せん断耐力にほとんど寄与していないと考えられる。

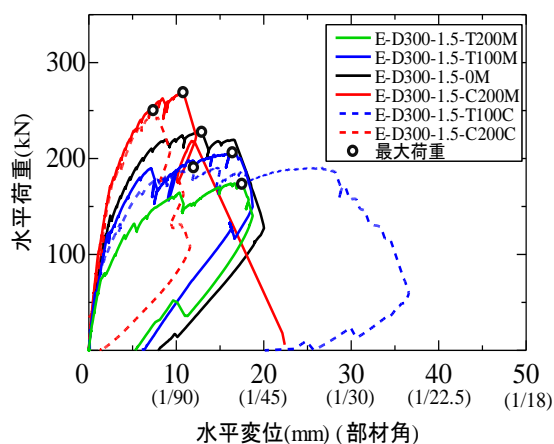
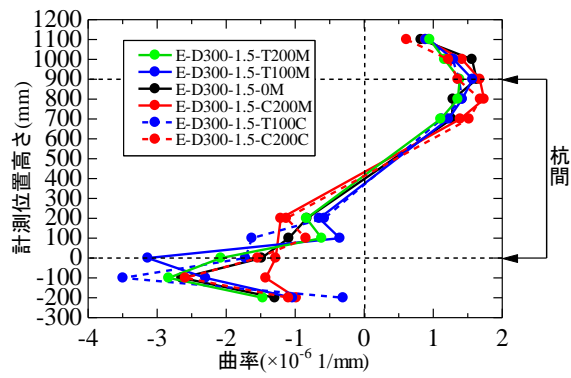
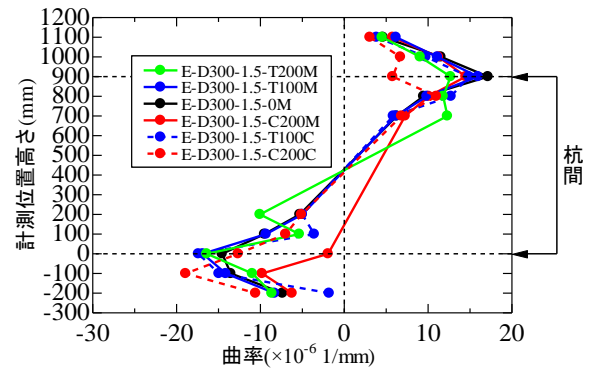


図 4-4 各ケースの水平荷重-水平変位関係の比較



(a)部材角 1/1000 時



(b)部材角 1/150 時

図 4-5 曲率の高さ方向分布
(PC 鋼材のひずみより換算)



写真 4-2 スタブ内のひび割れ状況 1
(E-D300-1.5-T100M)



写真 4-3 スタブ内のひび割れ状況 2
(E-D300-1.5-T100C)

(4) 既往せん断評価式と実験結果の比較

現行のせん断耐力評価式を分析するため、COPITA 土木式^{2),10)}、建築基礎構造設計指針式¹¹⁾、COPITA 建築式¹²⁾ (Q_c : コンクリートのひび割れ耐力を終局せん断強度とみなすもの、 Q_u : 最近の研究成果に基づく終局せん断強度式) と実験結果を比較したものを、図-4.6 に示す。COPITA 建築式は、岸田らの実験結果⁷⁾の評価式に対し、その評価精度¹³⁾に基づいて、計算値が安全側の評価となるように、安全係数 0.8 を乗じた形となっている。なお、以降のせん断耐力式に関する図において、各せん断耐力評価式の計算には、今回の実験に用いたコンクリートの実強度を用いた。また、横軸上段には、作用させた軸力を杭断面積で除し、プレストレス力分を和した複合軸応力も記載した。耐力評価式には、矩形断面に変換した換算断面積を用いるが、換算の方法が評価式によって異なるため、単純に杭の円環断面積で除している。

図中に青印および赤印で今回の実験結果を示す。なお、せん断破壊の生じなかったケース(E-D300-1.5-T100C)も示している。岸田らの評価式やそれに基づく COPITA 建築式は、実験中に作用させている圧縮側の軸力保持性能を確認のうえ、最大せん断耐力を用いて整理しているため、図-4.6 に示す本実験結果の最大荷重と比較することができる。ただし、軸力 0kN や引張軸力を想定してプレストレス力を減じた場合は確認できていないことには注意が必要である。

建築基礎構造設計指針は、後藤らが提案したもので、RC 柱の終局せん断耐力式(大野・柴田・服部式)について既往の多くの PHC 杭に対する実験結果を用いてその適用性を確認したものである。単純梁式載荷と連続梁式載荷(大野式載荷¹⁴⁾)の実験データをそれぞれ整理しており、図-4.6 は逆対称曲げモーメント状態となる連続梁式載荷の結果に基づくものを示している。これも、軸力保持性能に対する確認はされていないが、せん断ひび割れ強度ではなく、最大耐力に相当する終局せん断強度であり、図-4.6 に示す本実験結果の最大荷重と比較できると考えた。

いずれの既往せん断耐力評価式も、今回の実験結果より軸力によるせん断力の変化を小さく評価していることがわかる。建築基礎構造設計指針では、軸力の影響が他の方法に比べ、今回の実験結果に比較的近く、2~3 割安全側に評価している。一方、岸田らの評価式は実験値を平均的に評価しているが、軸力の影響をやや過小に評価しており、引張軸力下ではやや危険側の評価となっている。この理由の一つとして、岸田らの実験自体が試験体を直接引張るのではなく、製造時のプレストレス力量を無くすことで行ったことにより、ひび割れの入った以降の非線形領域の挙動が異なっているためと考えられる。岸田ら⁷⁾は、せん断初亀裂耐力についても結果を示しており、軸力引張に相当する軸力では、最大せん断耐力の半分近くまでひび割れせん断耐力が低下するが、軸力が増えるにしたがって最大せん断耐力に近づいていく傾向は、今回の実験と同様である。なお、COPITA 建築式では、安全係数 0.8 の影響で、安全側の評価となっている。

単純梁形式で行われた COPITA 土木式に関する実験²⁾では、今回の実験と同条件のものは正負交番載荷で行われており、その最大せん断耐力は 22.4tf(220kN)である。これは、今回の単調載荷の結果と同程度の値であり、最大せん断耐力については、逆対称曲げモーメント状態で載荷すると単純梁形式のモーメント状態に比べせん断耐力が落ちる可能性を示唆している。また、最大せん断耐力の半分程度で曲げやせん断ひび割れが発生しているが、載荷方法が異なる単純梁形式のため、斜め引張ひび割れが発生したものと思われる。なお、このひび割れによる軸力保持性能は確認されていない。今回の実験では、図-4.6に示すように軸力が引張では、最大せん断耐力より早くせん断ひび割れが発生しているが、軸力が上がるにしたがって最大せん断耐力とあまり大きく変わらないレベルで曲げせん断ひび割れが生じている。

(2)の各ケースの実験結果で説明したように、曲げせん断ひび割れや斜めせん断ひび割れが発生し、水平荷重～水平変位関係の勾配が緩くなるが、鉛直変位～水平変位関係でみるとその勾配に変化はなく、図-4.6に示した最大荷重を終局せん断耐力とみても、軸力保持性能は確保されているものと考えられる。ただし、COPITA 土木に関する実験結果を含め、少ない実験結果ではあるが、正負交番載荷で終局せん断耐力が低下する傾向がみられることに注意が必要であり、次節において解析による数値実験を含め、さらに考察を行う。

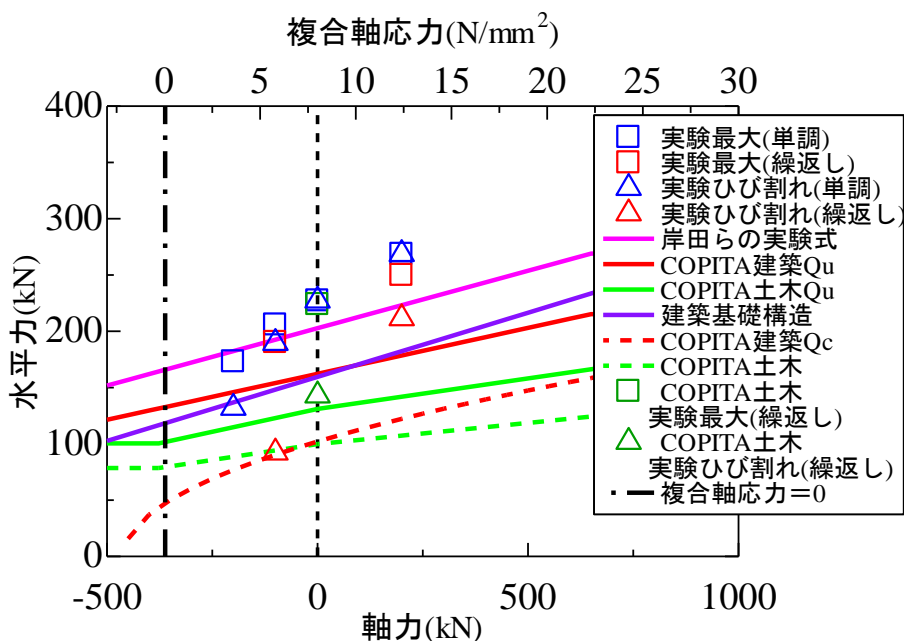


図-4.6 実験値と各種指針類との耐力比較

4.3 剛体バネモデル(RBSM)を用いた数値解析による実験結果分析と数値実験

地震後の構造物の復旧性までを考慮すれば、PHC 杭の荷重～変位などのマクロな挙動だけでなく、ひび割れなどの損傷進展や圧縮破壊領域などの局所的な挙動を多様な要因に対して解析的に評価することが望まれる。特に、せん断破壊を伴うポストピーク挙動が非常に脆性的であるため、せん断破壊を伴うポストピーク域まで地震時の正負交番载荷による挙動やその繰返し効果を含め解析的に評価できる手法を用いる必要がある。

そこで、ひび割れのような不連続現象を直接的に評価可能な三次元剛体バネモデル RBSM¹⁵⁾を用いて PHC 杭をモデル化し、その適用性を実験値との比較で確認した。更に、実験では行わなかった種々の条件に対し数値実験を行い、軸力、正負交番繰返し効果、杭径、せん断スパン比、らせん鉄筋の影響を検討した。

(1) 解析手法

本研究では、ボロノイ分割を用いたランダムな要素形状を有する三次元 RBSM により解析を行った。本研究で用いた RBSM では、図-4.7 に示すように、各要素内の任意点（本研究では要素重心）に 6 自由度の三次元剛体変位を設定し、要素境界面上には、表面力の評価点としての積分点を設定した。積分点は、境界面を境界面重心と境界面頂点からなる三角形に分割し、その三角形の重心に設定した。積分点には、境界面法線方向および接線方向に、垂直バネおよびせん断バネからなるバネ系を配置した（垂直バネが 1 個、せん断バネが 2 個）。

コンクリートの材料特性は、垂直バネに圧縮・引張挙動、せん断バネにせん断すべり挙動をモデル化することで表される。RBSM において、バネのひずみは積分点において算出される隣接要素の相対変位を特性長さ h で除したものとして定義される。

垂直バネの引張挙動は、図-4.8(a)に示すように 1/4 モデルでモデル化し、圧縮挙動は、図-4.8(b)に示すようにコンクリートの静水圧圧縮载荷挙動を再現できるように、2つの 2 次関数を用いた逆 S 字曲線でモデル化した。このモデルを用いることで、拘束効果の影響も適切に評価できるモデルとなっている。せん断バネは、図-4.8(c)に示すようなせん断応力～せん断ひずみ関係でモデル化した。せん断強度は、図-4.8(d)に示すモール・クーロン型の破壊挙動で、せん断強度以降の軟化勾配は、図-4.8(e)に示す関係を用い、垂直バネの応力に依存したモデルとしている。

本解析で用いた図-4.8 中のパラメータを表-4.6 上段に示す。表中の上付き*は、材料試験により得られる材料特性値であることを示しており、 E^* ：ヤング係数、 f_t^* ：引張強度、 GF^* ：破壊エネルギー、 f_c^* ：圧縮強度である。それぞれの具体的な値を表-4.5 下段に示す。本パラメータは、いくつかの高強度コンクリートの応力～ひずみ関係を表現できるように同定した値である。また、同定にあたっては、シリンダー供試体を後述の PHC 杭を用

いたモデルとほぼ同寸法の 20mm の平均要素寸法を用いてモデル化して一軸圧縮解析を行っている．図-4.9 に後述の解析で用いるコンクリートの圧縮応力下の応力～ひずみ関係を示す．実験は高強度コンクリートのため，非常に脆性的な挙動を示し，最大応力までしか得られていないが，応力～ひずみ関係の特徴を適切に表現している．本解析に用いる RBSM では，供試体寸法レベルの応力～ひずみ曲線が，構成モデルとしての入力データではなく，RBSM で解析することで得られる出力データとなる．

鉄筋の要素は，コンクリート要素と関係なく自由に設置したトラス要素でモデル化した．図-4.10 に示すように鉄筋要素はコンクリート要素と長さ 0 であるリンク要素でつながっている．このリンク要素は，コンクリート要素と鉄筋要素間の荷重伝達を担う．鉄筋要素には，Menegotto-Pinto モデルを用い，bilinear 型の包絡線に対して降伏後の硬化係数は 1/100 とした．PC 鋼材の繰返し応力～ひずみ関係については，平尾ら¹⁶⁾が Menegotto-Pinto モデルの適用性を検討し，履歴モデルの定式化に必要な履歴ルールおよび諸係数を誘導している．本解析では弾性域から塑性域に変化する際の曲線形状を定義する硬化係数は一般的に鉄筋に用いられる値を用い，それ以外は平尾らのモデルを使用した．鉄筋軸方向リンク要素には，PC 鋼材とコンクリートとの付着応力～すべり関係を考慮した．PC 鋼材と高強度コンクリートの付着応力～すべり関係の検討は少ないが，徳永ら¹⁷⁾は PC 鋼より線や丸鋼と圧縮強度 70N/mm² のグラウトとの付着応力～すべり関係を実験で調べている．そこでは付着強度は 2.5～4.0N/mm² 程度で付着強度が徐々に低下することを示している．今回実験で使用した PC 鋼線とは種類は違うが，この結果と中村らの普通コンクリートと異形鉄筋に対して用いた付着応力～すべり関係のモデル¹⁸⁾を参考にして，硬化域は e 関数で付着強度を 3.0N/mm²，その時のすべり量を 0.02mm，付着強度後すべり量 1.5mm で付着強度の 30% まで線形的に付着応力が低下するモデルを使用した．また，履歴モデルも中村らのものを用いた．なお，プレストレスは PC 鋼線に初期応力を与えることで対応した．

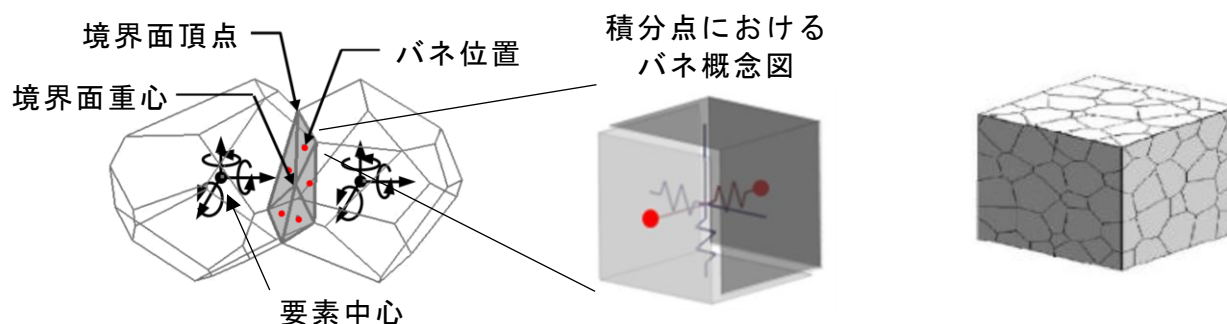


図-4.7 剛体バネモデルの概要

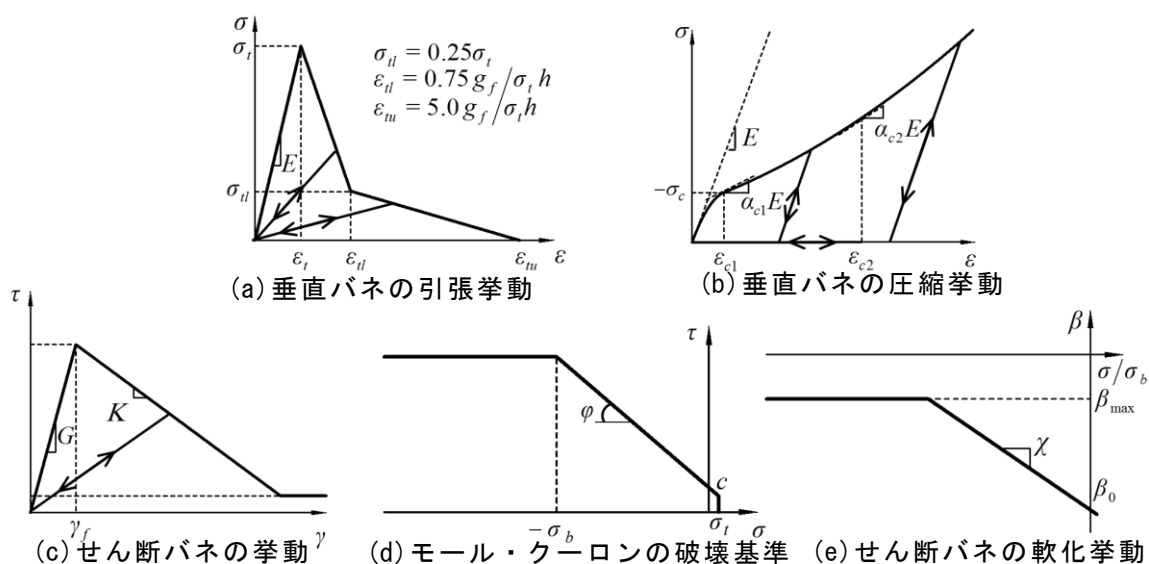


図-4.8 コンクリートの構成則

表-4.5 高強度コンクリートの材料パラメータ

垂直バネ						
弾性係数	引張		圧縮			
E N/mm ²	σ_t N/mm ²	g_f N/mm ²	σ_c N/mm ²	ε_{c2}	α_{c1}	α_{c2}
$1.6E^*$	$0.8f_t^*$	$0.075GF^*$	$1.5f_c^*$	-0.015	0.15	0.25
78.000	7.85	0.006	187.5	-0.015	0.15	0.25

せん断バネ							
弾性係数	破壊基準			軟化特性			
$\eta = \frac{G}{E}$	c N/mm ²	φ	σ_b N/mm ²	β_0	β_{max}	χ	K
0.9	$0.11f_c^*$	37	f_c^*	-0.04	-0.025	-0.01	-0.3
0.9	13.6	37	125	-0.04	-0.025	-0.01	-0.3

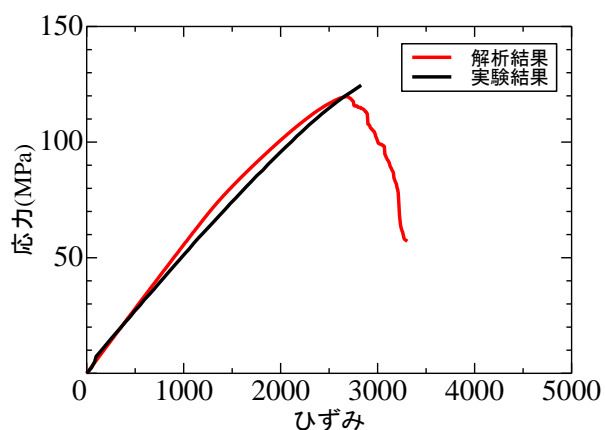


図-4.9 コンクリートの一軸圧縮挙動解析

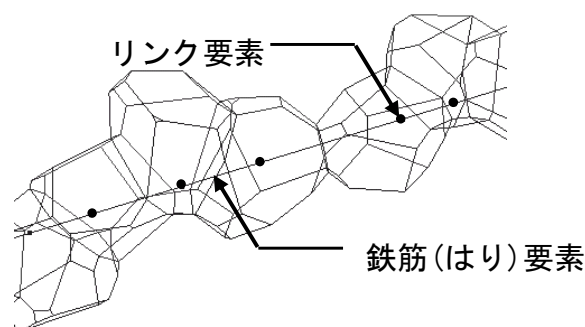


図-4.10 離散鉄筋モデル

(2) 解析ケース

実験ケースを含め、軸力、せん断スパン比、杭径、載荷方法、らせん鉄筋の有無を変化させてそれぞれの影響を数値解析により評価した。解析ケースを表-4.7に示す。

表中 No.1～4, 7, 9 は実験を行った供試体を解析し、本解析手法の軸力が変化した場合のせん断破壊に対する適用性を検討したものである。No.6～10 は、正負交番載荷に対する適用性と軸力の影響を検討したケースである。No.11～15 は $a/d=1.0$, No.16～20 は $a/d=2.0$ としたモデルを作成し、せん断スパン比の影響を検討したものである。No.21～23 は杭径を 600mm に、No.24～26 は杭径を 1200mm としたモデルを作成し、杭径の影響を検討したものである。No.27～29 は、らせん鉄筋がない場合の挙動を検討したものである。

解析モデルの例として、実験が行われた No.1～10 の杭径 300mm で a/d が 1.5 のモデルを図-4.11に示す。平均要素寸法は 20mm とし、肉厚部に 3, 4 要素程度配置できるようにした。また、スタブもモデル化し、一体構造の連続したモデルとした。要素数は 11140 個である。PC 鋼線およびらせん鉄筋は、トラス要素により離散鉄筋として配置した。スタブの高さは要素数を低減させるために実験よりも短くし、スタブ内の杭中の PC 鋼線は端部に付着力の大きな領域を設け定着した。なお、杭とスタブ間は、設計では剛結の仮定が用いられること、実験で終局時はスタブ間の挙動が支配的になったと考えられることから、剛結とした。また、実験では杭とスタブのコンクリート強度が異なるが、解析では同一の圧縮強度を持つものとした。

表-4.6 解析ケース

No	Case	杭径 (mm)	a/d	載荷方法	軸力 (kN)	複合軸 応力 (N/mm ²)	備考
1	A-D300-1.5-T200M	300	1.5	単調	引張 200	3.8	実験：E-D300-1.5-T200M
2	A-D300-1.5-T100M	300	1.5	単調	引張 100	5.9	実験：E-D300-1.5-T100M
3	A-D300-1.5-0M	300	1.5	単調	0	8.0	実験：E-D300-1.5-0M
4	A-D300-1.5-C200M	300	1.5	単調	圧縮 200	12.2	実験：E-D300-1.5-C200M
5	A-D300-1.5-C500M	300	1.5	単調	圧縮 500	18.5	
6	A-D300-1.5-T200C	300	1.5	正負交番	引張 200	3.8	
7	A-D300-1.5-T100C	300	1.5	正負交番	引張 100	5.9	実験：E-D300-1.5-T100C
8	A-D300-1.5-0C	300	1.5	正負交番	0	8.0	
9	A-D300-1.5-C200C	300	1.5	正負交番	圧縮 200	12.2	実験：E-D300-1.5-C200C
10	A-D300-1.5-C500C	300	1.5	正負交番	圧縮 500	18.5	
11	A-D300-1.0-T200M	300	1.0	単調	引張 200	3.8	
12	A-D300-1.0-T100M	300	1.0	単調	引張 100	5.9	
13	A-D300-1.0-0M	300	1.0	単調	0	8.0	
14	A-D300-1.0-C200M	300	1.0	単調	圧縮 200	12.2	
15	A-D300-1.0-C500M	300	1.0	単調	圧縮 500	18.5	
16	A-D300-2.0-T200M	300	2.0	単調	引張 200	3.8	
17	A-D300-2.0-T100M	300	2.0	単調	引張 100	5.9	
18	A-D300-2.0-0M	300	2.0	単調	0	8.0	
19	A-D300-2.0-C200M	300	2.0	単調	圧縮 200	12.2	
20	A-D300-2.0-C500M	300	2.0	単調	圧縮 500	18.5	
21	A-D600-1.5-T350M	600	1.5	単調	引張 350	5.7	
22	A-D600-1.5-0M	600	1.5	単調	0	8.0	
23	A-D600-1.5-C700M	600	1.5	単調	圧縮 700	12.6	
24	A-D1200-1.5-T1260M	1200	1.5	単調	引張 1260	5.6	
25	A-D1200-1.5-0M	1200	1.5	単調	0	8.0	
26	A-D1200-1.5-C2520M	1200	1.5	単調	圧縮 2520	12.8	
27	A-D300-1.5-T100M	300	1.5	単調	引張 100	5.9	らせん筋モデル化なし
28	A-D300-1.5-0M	300	1.5	単調	0	8.0	らせん筋モデル化なし
29	A-D300-1.5-C200M	300	1.5	単調	圧縮 200	12.2	らせん筋モデル化なし

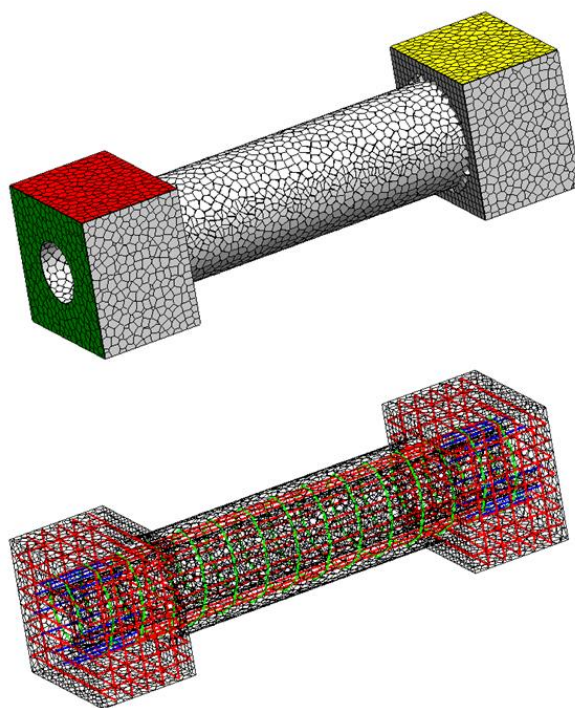


図-4.11 解析モデル（杭径 300mm，a/d=1.5）

(3) 解析の適用性検証

(a) 単調載荷時の軸力影響（杭径 300mm, $a/d=1.5$ ）

単調載荷のケース 1～4 に対し，実験値と解析値を比較した水平荷重～水平変位関係を図-4.12 に示す．図中破線が実験値，実線が解析値である．解析値は剛性を高めに評価しているが，最大荷重は概ね一致している．剛性が高めに評価される理由として，スタブのコンクリートのヤング係数を実験よりも高めに設定したことなどが考えられる．

図-4.13 に軸力がない D300-1.5-0M 供試体の水平荷重～水平変位関係，鉛直変位～水平変位関係ならびにひび割れ・変形挙動を実験値とともに示す．鉛直変位～水平変位関係においては，解析値は鉛直変位の増加を大きめに評価しているがその増加傾向は概ね一致している．また，水平荷重が急激に低下する時には実験同様，解析でも鉛直変位が小さくなる挙動を再現している．ひび割れは，曲げひび割れの発生，杭端部で 45 度程度のせん断ひび割れ，杭全体にわたる高角のせん断ひび割れが発生して最終的な破壊に至るが，解析でもその挙動を再現している．ただし，解析では，160kN 程度の荷重レベルで杭体上端部に 45 度程度のせん断ひび割れが生じており，少し変位が伸びている．また，軸力が異なるケースとして，圧縮および引張軸力を作用させた他の供試体についても，終局時のひび割れ・変形性状を妥当に評価できていることを確認した．PC 鋼材の付着特性やスタブのモデル化など，実構造物を細部まで実験と完全に一致するようにモデル化していないが，実験結果の再現性からこれらのモデル化はせん断耐力やひび割れ進展挙動を評価するのに十分な適用性を持っていると判断できる．しかし，4.2(3)(c)で考察したように，E-D300-1.5-T100C のようにスタブ主筋位置だけでなく，やや深い位置（80～140mm）にも曲げひび割れが入り破壊モードが変わってしまうようなせん断スパン比の変化に対しては適用できない．

(b) 正負交番載荷時の軸力影響（杭径 300mm, $a/d=1.5$ ）

圧縮軸力下で行った杭径 300mm, $a/d=1.5$, 正負交番載荷を行った実験 E-D300-1.5-C200C について，図-4.14 に水平荷重～水平変位関係，鉛直変位～水平変位関係ならびにひび割れ・変形挙動を実験値とともに示す．水平荷重～水平変位関係において，解析結果は最大荷重後変位を増加させた繰返し毎に復元力が低下する挙動を適切に再現していることが分かる．また，履歴挙動については PC 部材特有のエネルギー吸収が少なく原点指向型の挙動を妥当に再現していることも分かる．

鉛直変位～水平変位関係においても，解析値は最大荷重までの鉛直変位の増加および最大荷重後の繰返し毎の鉛直変位の低下を概ね妥当に再現している．また，ひび割れ状況も妥当に評価している．解析結果が水平荷重～水平変位関係だけでなく，軸力保持性能に密接に関係する鉛直変位やひび割れ性状を含めよく一致しており，正負交番載荷時のせん断破壊挙動も妥当に評価出来ていることがわかる．

なお，このケースは，同じ変位で 3 回正負交番繰返し載荷した場合も解析しており，図-4.15 に示しているが（A-D300-1.5-C200C3），この繰返し載荷により荷重低下が生じてお

り、同じ変位で繰返した影響があることがわかる。これは、繰返し載荷によって最初に発揮した荷重より同じ変位での復元力が低下することを意味しており、海溝型地震のような繰返し回数の多い地震波や余震の影響などを対象とする場合、留意が必要であることを示唆している。また、正負交番載荷の解析結果を含め、図-4.16に杭径 300mm, $a/d=1.5$ の場合の既往せん断耐力評価式との比較を示した。この図から正負交番載荷を繰返した影響は、軸力が小さくなるほどせん断耐力値に占める影響割合が大きくなることがわかる。

4.2 節の実験結果の考察で述べたように、既往のせん断耐力評価式については全般に安全側に評価しているが、繰返しの多い正負交番載荷の影響は考慮されておらず、特に引張軸力下では安全余裕が少ないことを念頭に、この影響を考慮するための安全係数の設定など、今後のデータ蓄積が必要である。

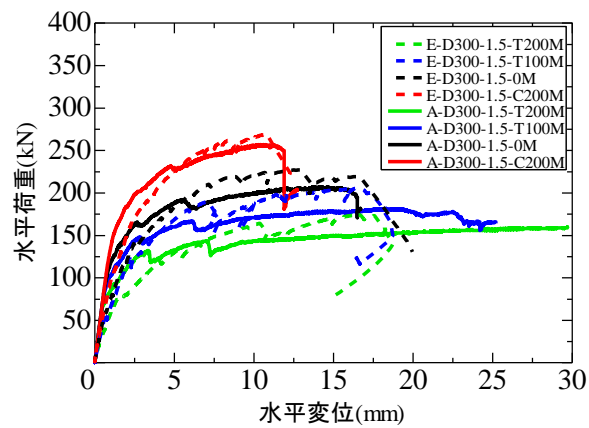
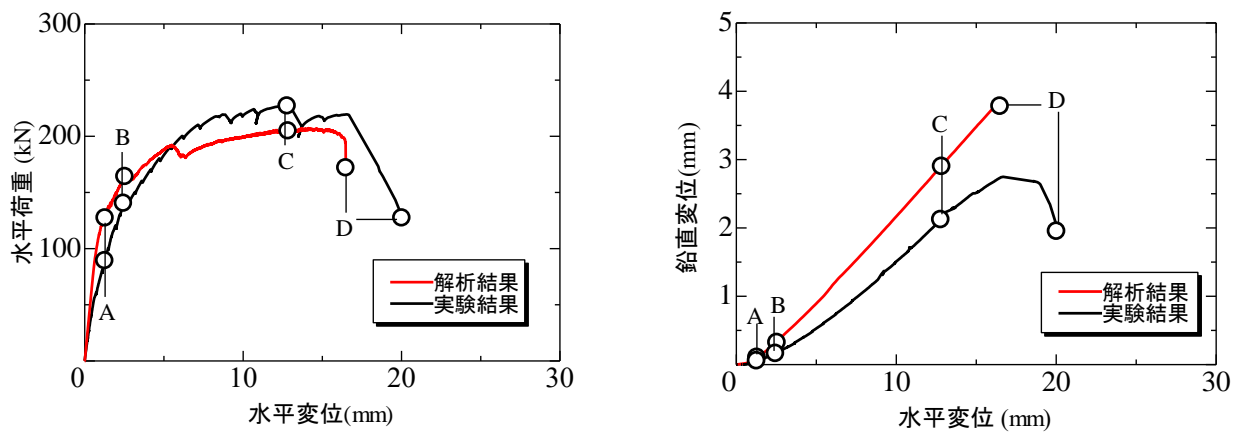
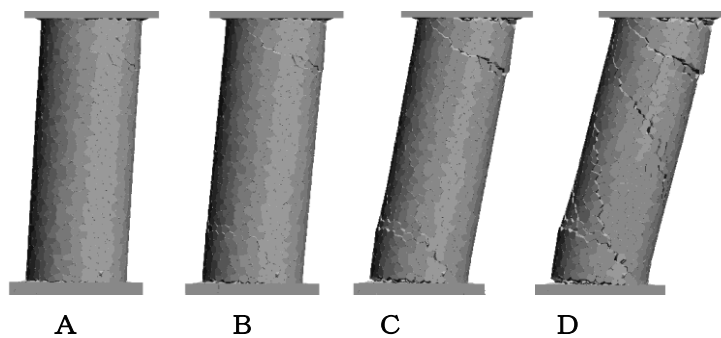


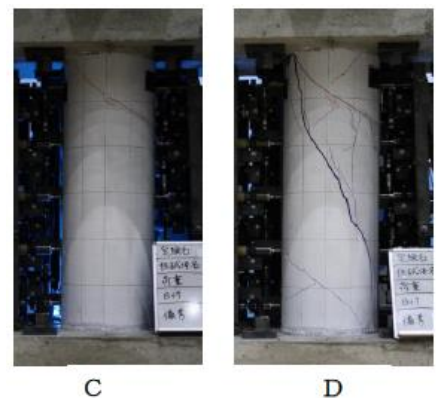
図-4.12 実験値と解析値の比較（単調載荷ケース）



(a)水平荷重水平変位関係および鉛直変位水平変位関係

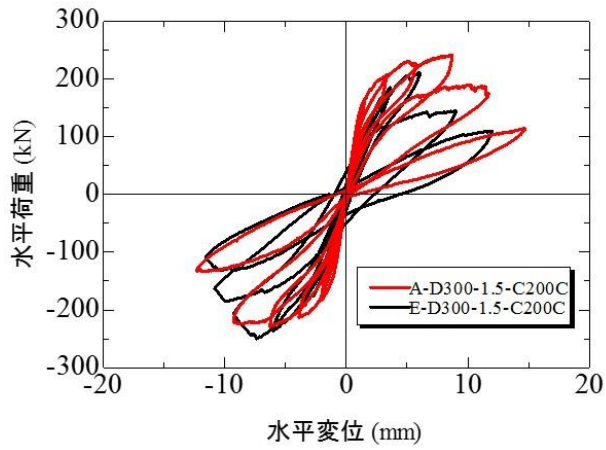


(b)ひび割れの変形挙動(解析)

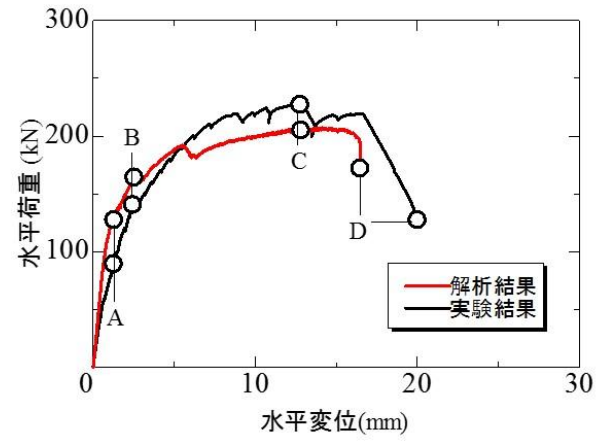


(c)ひび割れ性状（実験）

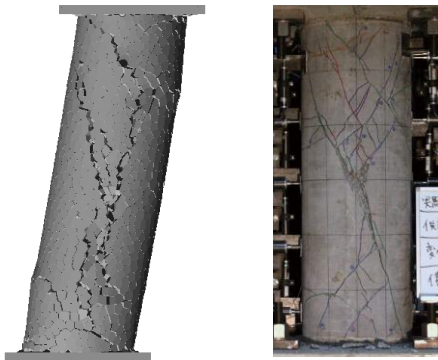
図-4.13 $\phi 300\text{mm}$, $a/d=1.5$, 軸力 0 の比較



(a) 水平荷重水平変位関係



(b) 鉛直変位水平変位関係



(c) ひび割れ性状

図-4.14 正負交番载荷ケースの比較 (圧縮軸力 200kN)

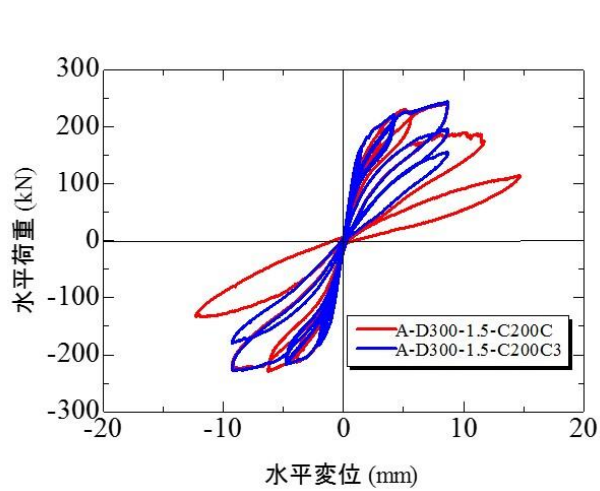


図-4.15 同変位での正負交番载荷ケースとの比較

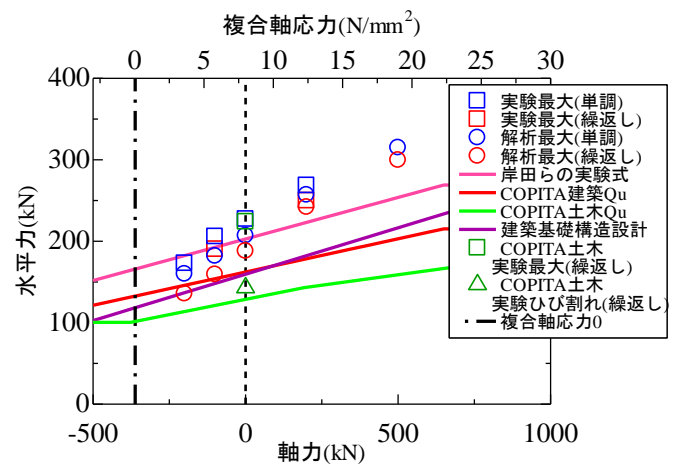


図-4.16 解析値と各種指針類との耐力比較

(4) 数値実験による各種影響検討

(a) セン断スパン比の影響 ($a/d=1.0$ および 2.0)

図-4.17 にセン断スパンを 1.0 にした場合の解析結果の水平荷重～水平変位関係を示す。また、それぞれの終局時のひび割れ・変形挙動を図-4.18 に示す。供試体はいずれもセン断破壊をし、軸力が大きくなるほど耐力が増加し、最大荷重時の変形は小さくなった。また、軸力が大きいほど最大荷重以降の荷重低下挙動も著しくなった。

図-4.19 に既往のセン断耐力式と解析より得られた耐力との比較を示す。解析で得られた耐力は既往のセン断耐力式より大きく、軸力の変化による影響としては、軸力と線形関係であり、軸力が大きくなるほど耐力が増加する傾向となる。またその増加傾向は、建築基礎構造設計指針の算定式と比較的近いが、解析の方が軸力の変化による影響を大きく受ける結果となった。また、COPITA 建築式や建築基礎構造設計指針は、軸力が引張域で安全裕度が少なくなる傾向にある。COPITA 土木式は、全軸力下でかなり安全側の評価となった。なお、図中には、COPITA 式に関係する単純梁形式で正負交番载荷により行われた実験結果も示しているが、解析結果よりかなり大きな値となっており、単純梁形式と逆対称曲げモーメント型载荷の違いの可能性が考えられる。COPITA 土木式は正負交番载荷を含め安全側になるよう設定されており、その影響で逆対称曲げモーメント状態に対しても安全側に評価できている。

図-4.20 にセン断スパンを 2.0 にした場合の解析結果の水平荷重～水平変位関係を示す。また、それぞれの終局時のひび割れ・変形挙動を図-4.21 に示す。供試体は曲げが支配的な挙動を示すが、軸力が大きくなるとセン断挙動が支配的となり、軸力 200kN の場合は基部に斜めひび割れが発生する。軸力 500kN の場合は部材全体にわたる斜めひび割れが進展し、セン断破壊挙動を示した。なお、解析は水平変位 50mm まで行っているが、軸力 0kN を含む引張軸力のケースでは、明瞭な荷重低下挙動が発生していない。これらのケースについて、図-4.21 に示す挙動は水平変位 50mm 時点のものである。

図-4.22 に既往のセン断耐力式と解析より得られた耐力との比較を示す。解析で得られた耐力は既往のセン断耐力式より大きく、また軸力の変化による影響としては、破壊様式が変わるものの軸力と線形関係であり、軸力が大きくなるほど耐力が増加する傾向となる。なお、図中には、前述の COPITA 土木式に関係する実験結果も示しているが、ひび割れ状態の結果を比較すると、単調载荷の解析結果より繰返し载荷の実験結果の方が少し小さい値となっている。同じ条件で単調载荷を行った解析では曲げ破壊を起こしており、文献では詳しい分析が行われていなかったが、正負交番载荷の効果でセン断耐力が低下し、セン断先行破壊になった可能性が考えられる。

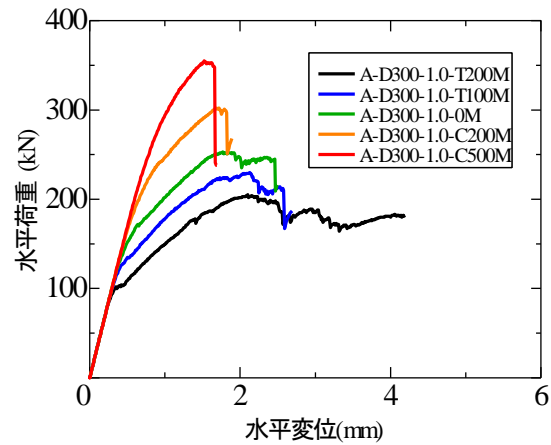


図-4.17 解析結果の荷重～変位関係（せん断スパン比 $a/d=1.0$ ）

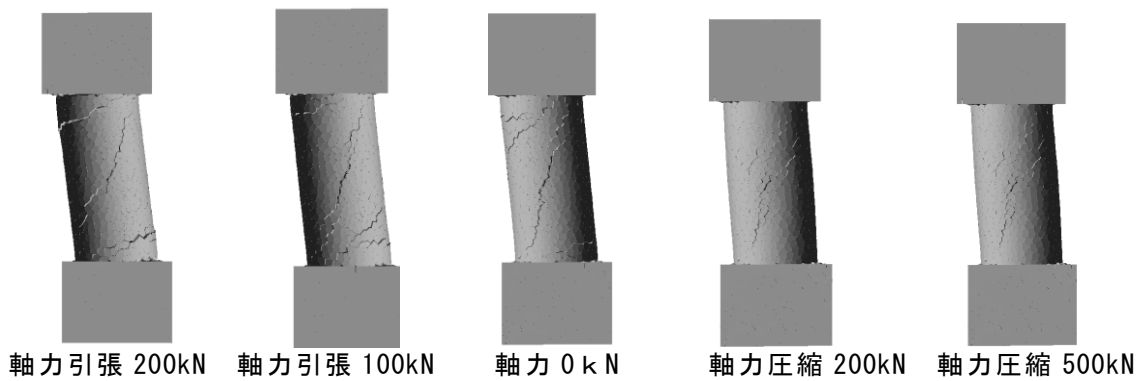


図-4.18 終局時のひび割れ・変形挙動（ $a/d=1.0$ ）

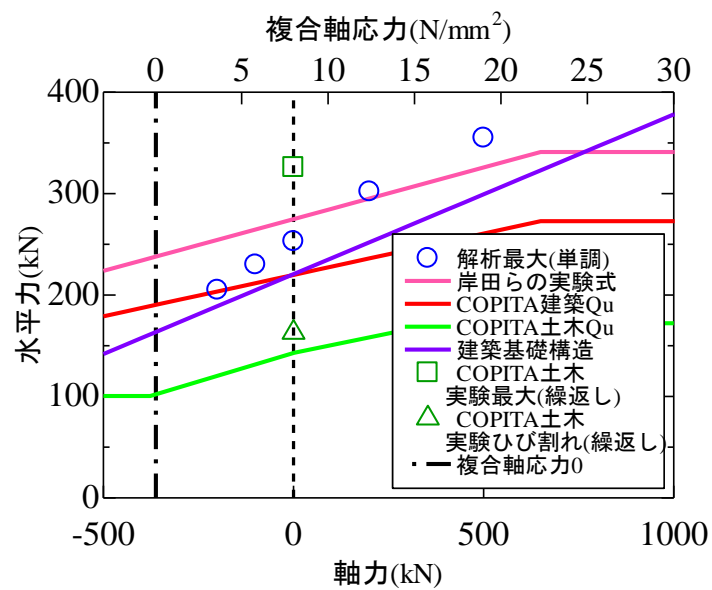


図-4.19 既往せん断耐力式との比較（ $a/d=1.0$ ）

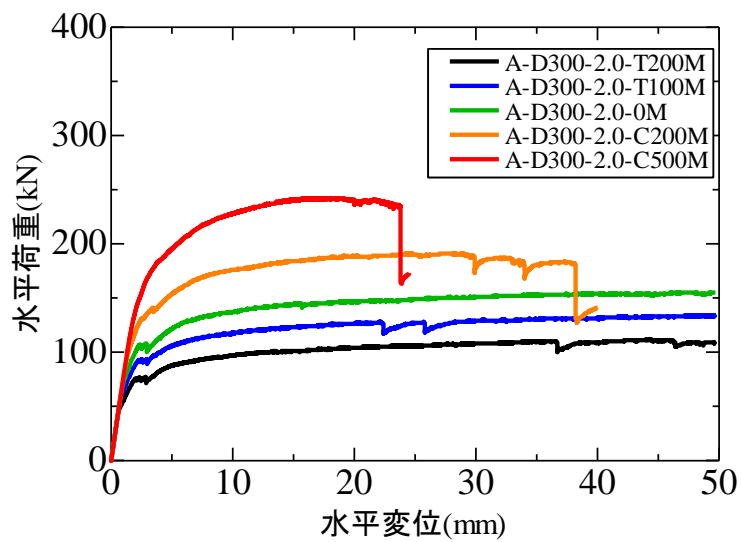


図-4.20 解析結果の荷重～変位関係 ($a/d=2.0$)

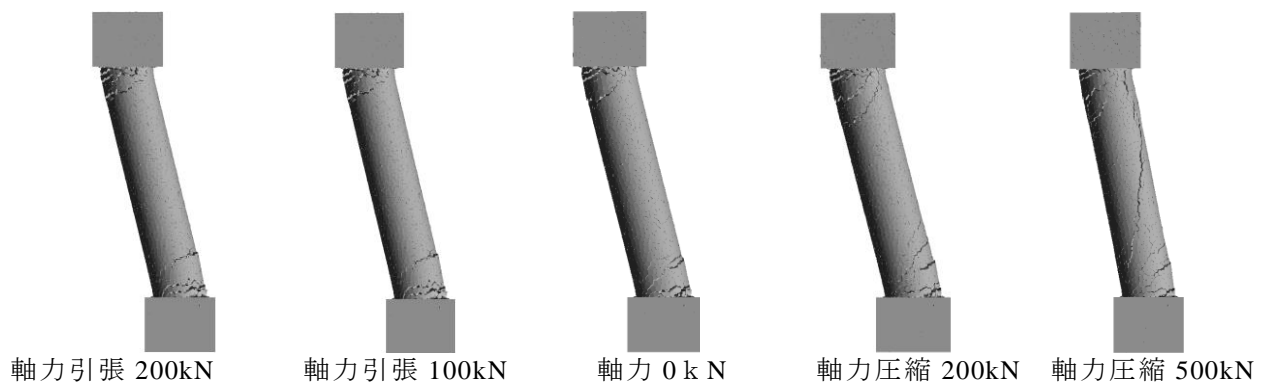


図-4.21 終局時のひび割れ・変形挙動 ($a/d=2.0$)

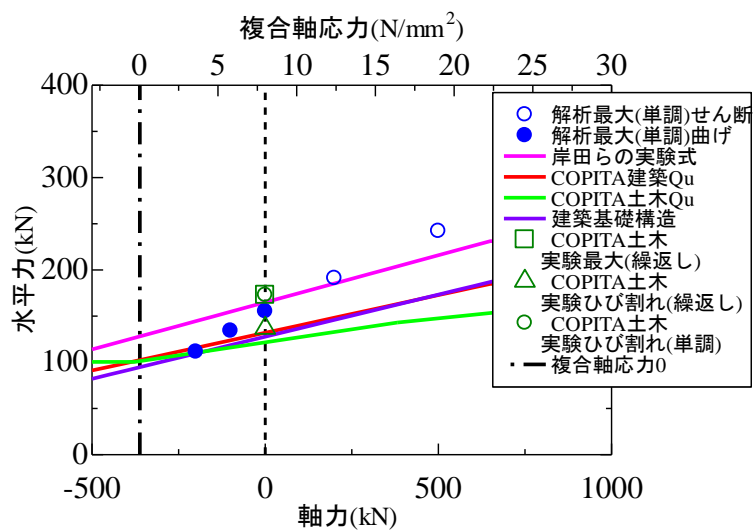


図-4.22 既往せん断耐力式との比較 ($a/d=2.0$)

(b) 杭径の影響（ $\phi 600$ および $\phi 1200$ ）

図-4.23 に $\phi 600$, セン断スパン比 1.5 の解析結果の水平荷重～水平変位関係を示す。また、それぞれの終局時のひび割れ・変形挙動を図-4.24 に示す。杭径の違いは、杭径が大きくなるほど薄肉構造となる（径厚比＝厚さ/径が小さくなる； $\phi 300=0.2$, $\phi 600=0.15$, $\phi 1200=0.125$ ）ところにあり、ひび割れ・変形挙動より薄肉構造になることでセン断破壊が支配的な挙動を示すことがわかる。

図-4.25 に既往のセン断耐力式と解析より得られた耐力との比較を示す。 $\phi 600$ の解析結果は、 $\phi 300$ と同様に既往のセン断耐力式より大きく、また軸力の変化による影響としては、軸力と線形関係であり、既存のセン断耐力式よりも解析の方が軸力の変化による影響を大きく受ける。COPITA 建築式，土木式，建築基礎構造設計指針いずれも安全側評価となっている。

図-4.26 に $\phi 1200$, セン断スパン比 1.5 の解析結果の水平荷重～水平変位関係を示す。また、それぞれの終局時のひび割れ・変形挙動を図-4.27 に示す。図-4.28 に既往のセン断耐力式と解析より得られた耐力との比較を示すが、杭径の違い（径厚比の変化）の特徴は $\phi 600$ のケースと同様である。

以上より、今回対象とした範囲では、薄肉構造になるとセン断破壊が支配的な傾向となることがわかる。また、セン断スパン比の影響と同様に、COPITA 建築式，建築基礎構造設計指針は、軸力が小さくなるほど安全余裕が小さくなるため、地震のような正負交番荷重を繰返しで受ける場合、注意が必要である。なお、 $\phi 600$, $\phi 1200$ いずれも、図の軸力範囲において複合軸応力は圧縮である。

(c) らせん鉄筋の影響

図-4.29 に、杭径 300mm, $a/d=1.5$, 軸力 0kN におけるらせん鉄筋をなくした場合の解析結果の荷重～変位関係を示す。また、らせん鉄筋がある場合の結果も併せて示す。らせん鉄筋をなくしても耐力には大きな変化はないが、終局変位は小さくなる。また、らせん鉄筋がない場合は、終局時に急激に荷重低下する結果となった。したがって、今回対象とした杭ではらせん鉄筋はセン断ひび割れ後の荷重分担にはほとんど寄与せず、斜めひび割れの発生を若干遅らせることに寄与すると考えられる。これは、対象とした PHC 杭のらせん鉄筋比が 0.17% と小さいことに加え、高強度コンクリートのひび割れによるエネルギー解放に対して、らせん鉄筋のエネルギー吸収が追いつかなかったためと考えられる。つまり、高強度コンクリートは、解放されるエネルギーが大きく鉄筋との付着も強いため、ひび割れ位置のみでらせん鉄筋のひずみが局所的に大きくなり、吸収エネルギーが小さくなったことが要因と想定される。なお、軸力 0 kN のケースのみ示したが、軸力を変化させた解析ケースについても同様の結果であり、4.2(3)(d)で述べたように実験結果と同様にらせん筋のセン断耐力への影響はほとんどなかった。

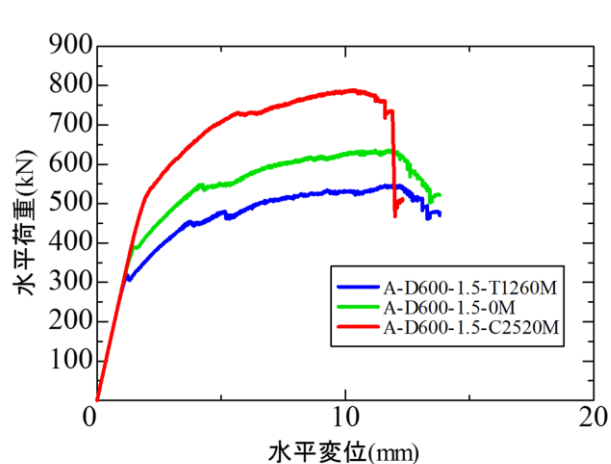


図-4.23 解析結果の荷重～変位関係
(杭径 600mm)

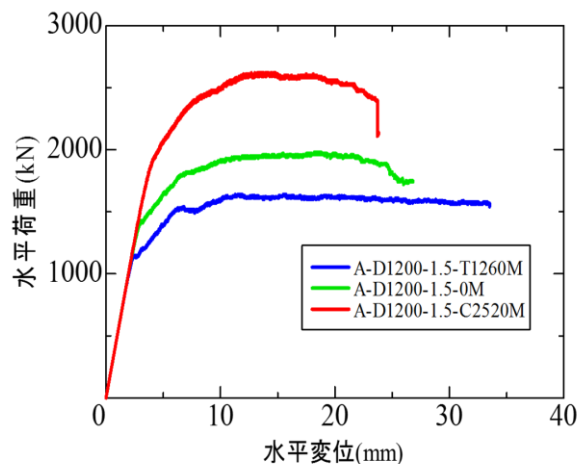


図-4.26 解析結果の荷重～変位関係
(杭径 1200mm)

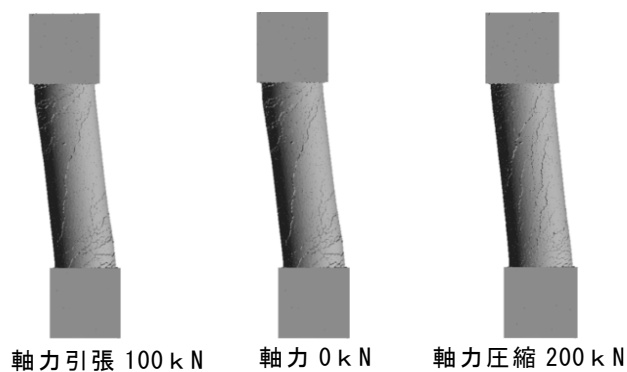


図-4.24 終局時のひび割れ・変形挙動
(杭径 600mm)

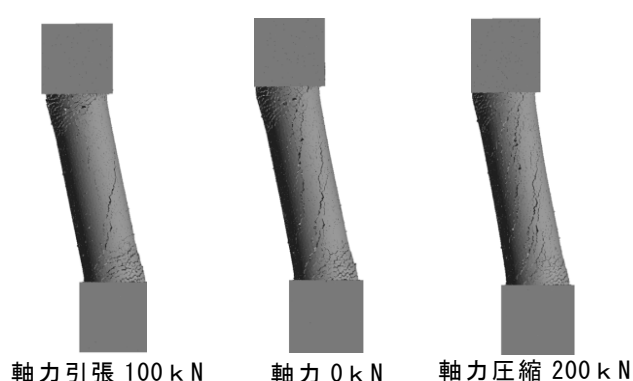


図-4.27 終局時のひび割れ・変形挙動
(杭径 1200mm)

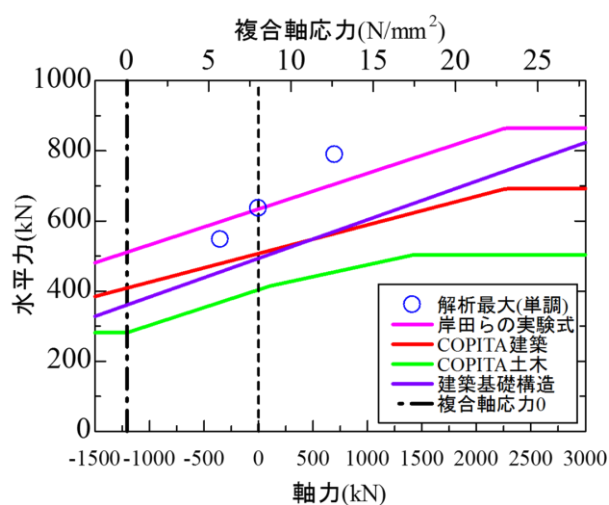


図-4.25 既往せん断耐力式との比較
(杭径 600mm)

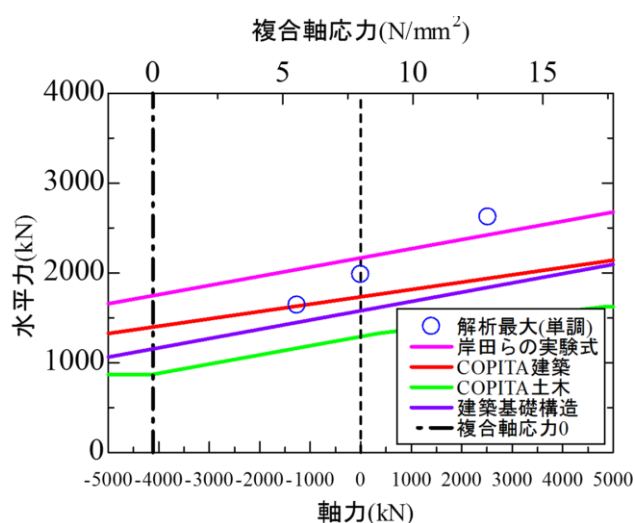


図-4.28 既往せん断耐力式との比較
(杭径 1200mm)

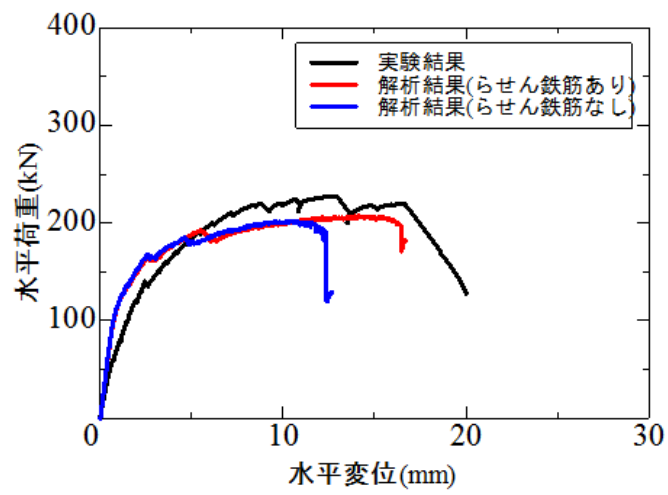


図-4.29 解析結果の荷重～変位関係（らせん鉄筋モデル化なし）

4.4 終局せん断耐力評価式の提案

前節までの実験および解析結果と既往評価式の比較結果に基づき，PHC 杭の終局せん断耐力評価式を提案する．これまでの考察から，軸力による影響を分担項として陽に入れることができる次の岸田らの提案式に基づく COPITA 建築設計式 Q_u （下記）を修正する形で検討した．

$$Q_u = b_e \cdot j \cdot (\tau_1 + \tau_2 + \tau_3)$$

ここに，

Q_u ：せん断耐力(kN)

b_e ：有効断面幅 [長方形換算断面] (mm^2) ($= \alpha \cdot A_c/D$, $\alpha = -1.24(t/D) + 1.19$)

A_c ：杭の実断面積(mm^2)

D ：外径(mm)

t ：部材厚(mm)

j ：応力中心間距離(mm) ($= (7/8) \cdot d$)

$$\tau_1 : \text{コンクリート負担分の応力度} \left(= \frac{0.115 \cdot K_u \cdot K_p (\sigma_B + 17.7)}{a/d + 0.115} \right)$$

K_u ：断面寸法による補正係数^{*3}

K_p ：引張鉄筋比による補正係数 ($= 0.82(100Pt)^{0.23}$, $Pt = A_s/(4 \cdot b_e \cdot j)$)

A_s ：方向筋全断面積 (mm^2)

σ_B ：コンクリート設計基準強度(N/mm^2)

a/d ：せん断スパン比

a ：載荷スパン

d ：有効せい(mm)

τ_2 ：らせん鉄筋負担分の応力度

$$p_w \cdot \sigma_y \leq 7.4 \text{ N/mm}^2 \quad \tau_2 = 0.657 \cdot \pi / 4 \cdot p_w \cdot \sigma_y$$

$$p_w \cdot \sigma_y > 7.4 \text{ N/mm}^2 \quad \tau_2 = 4.87 \text{ N/mm}^2$$

p_w ：らせん鉄筋比

σ_y ：らせん鉄筋降伏強度(440 N/mm^2)

τ_3 ：軸力負担分の応力度

$$\text{軸方向応力度 } \sigma_g \leq 27.4 \text{ N/mm}^2 \quad \tau_3 = 0.102 \sigma_g$$

$$\text{軸方向応力度 } \sigma_g \geq 27.4 \text{ N/mm}^2 \quad \tau_3 = 2.79 \text{ N/mm}^2$$

前節で、各種要因の影響を数値解析により検討し、実験値と解析値を既往の設計式と比較した結果、実験および解析結果とも、COPITA 建築設計式 Q_u に対して、軸力による勾配がより大きくなっていることが明らかになった。つまり、軸力による影響をより受けやすいように COPITA 建築設計式を修正する。ここで、コンクリートの負担分 τ_1 は、長い年月をかけた多くの検討により構成された部材実験に基づく式¹⁴⁾であり、らせん鉄筋負担分 τ_2 の全体の耐力に占める割合は小さいことから、この2項については修正せず、軸力負担分の τ_3 のみ修正する方針で行った。また、建築設計式の τ_3 の上限値が低めのため、実験における最低値にあわせるように上限値を変更した。

この結果、軸力負担分である τ_3 を以下とすることを提案する。

τ_3 : 軸力負担分の応力度

軸方向応力度 $\sigma_g \leq 21.3 \text{ N/mm}^2$

$\tau_3 = 0.225 \sigma_g$ ただし $\min 0.0$

軸方向応力度 $\sigma_g \geq 21.3 \text{ N/mm}^2$

$\tau_3 = 4.0 \text{ N/mm}^2$

杭径 300mm の場合のせん断スパン比による違いを図-4.30、せん断スパン比 1.5 の場合の杭径による違いを図-4.31 に示す。

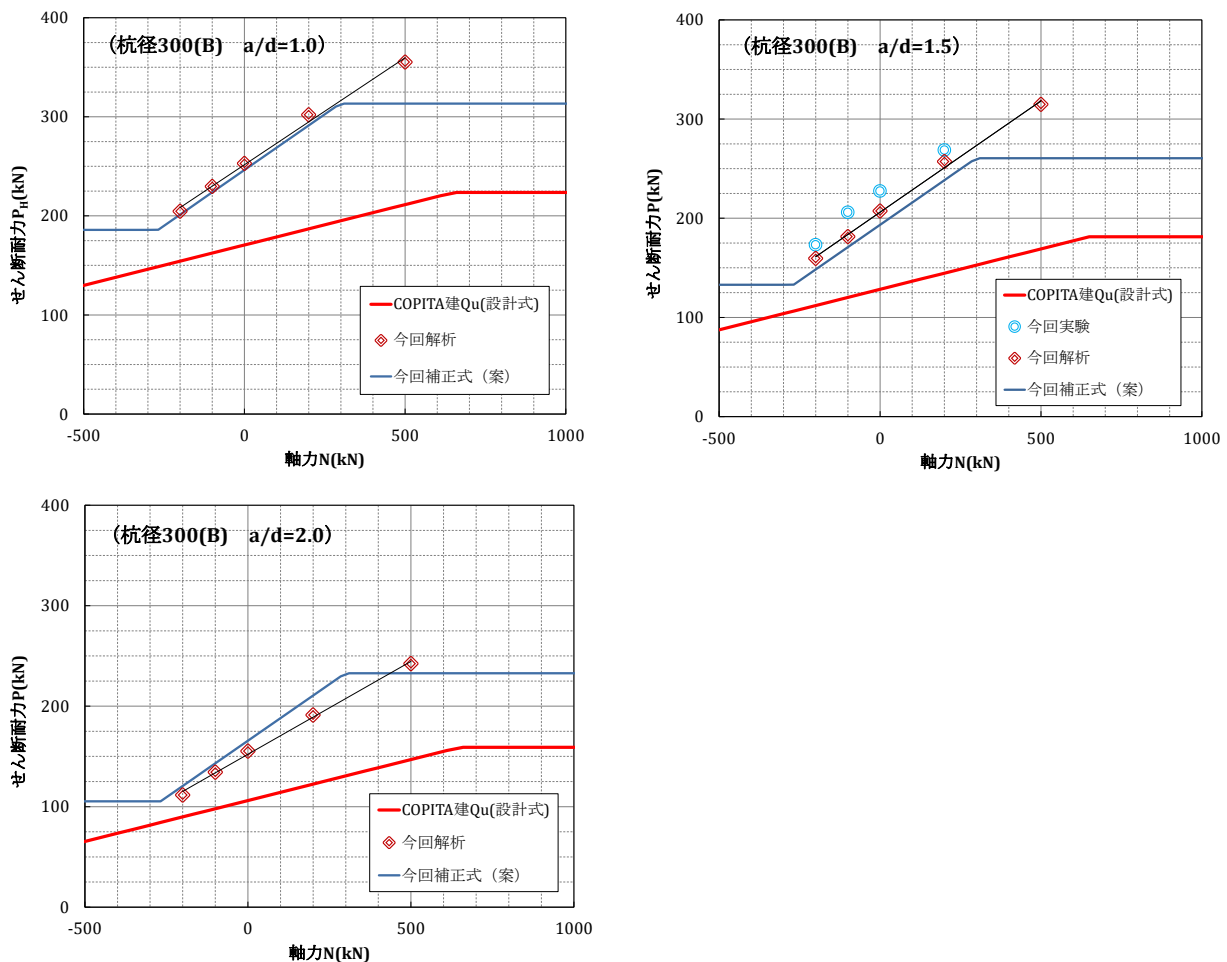


図-4.30 提案したせん断耐力式（せん断スパン比の違い）

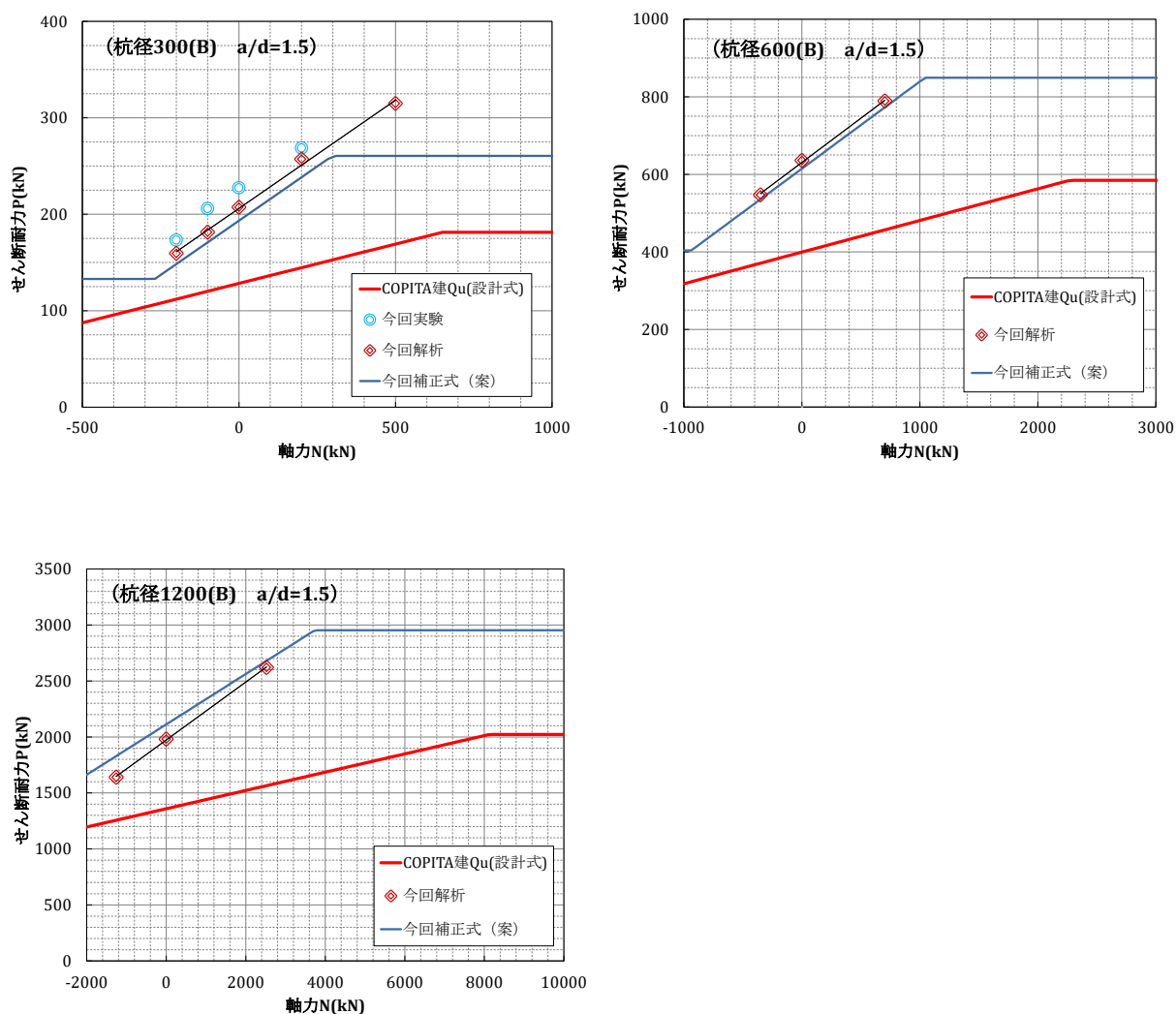


図-4.31 提案したせん断耐力式（杭径の違い）

軸力項である τ_3 を見直すことで、終局せん断耐力を現行の評価に比べ、より現実的に評価できるようになった。ただし、海洋型地震のような繰返し回数の多い地震動に対しては、前節の RBSM 解析で終局せん断耐力が低下する傾向にあり、この影響を考慮するための安全係数の設定など、今後のデータ蓄積が必要である。

4.5 まとめ

高強度コンクリートを用いた PHC 杭の終局せん断耐力に対し、地震時転倒モーメントを受ける杭基礎に発生する引張および低軸力状態，正負交番載荷を対象に実物大実験を行うとともに，RBSM による三次元解析を行い，ひび割れ進展やポストピーク挙動を含む評価への適用性を確認した．そして，いくつかの条件における数値実験を行い，その破壊性状や終局耐力について，既往のせん断耐力評価式と比較した．

実験結果から以下の結論を得た．

- ① 引張軸力や低圧縮軸力下の逆対称曲げモーメント載荷においても，既往の実験結果と同様に軸力が圧縮側に増加するにつれて，初期剛性や最大耐力が向上する一方で，最大耐力時変形角が低下することが確認できた．
- ② せん断ひび割れが発生した以降も鉛直変位の増加傾向に変化はなく，ピーク荷重である終局せん断耐力と鉛直変位の増加傾向の鈍化がよく対応していた．鉛直方向の剛性に変化がないことから，地震後の常時軸力の保持性能にも影響がないものと考えられ，曲げせん断ひび割れで評価しなくても，最大荷重を終局せん断耐力と考えればよい．しかし，同じせん断破壊形式の場合，最大耐力や変形性能が正負交番載荷により小さくなることに注意が必要である．
- ③ 地震時の地盤の応答変位を考慮した場合にみられる逆対称曲げモーメント形式で得られた終局せん断耐力は，単純梁形式で行われたものより小さくなる傾向が示唆された．
- ④ 建築基礎構造設計指針では，軸力の影響が他の方法に比べ今回の実験結果に比較的近く，2～3 割安全側に評価している．一方，岸田らの評価式は実験値を平均的に評価しているが，軸力の影響をやや過小に評価しており，引張軸力下ではやや危険側の評価となっている．また，COPITA 建築式では，安全係数 0.8 の影響で，概ね安全側の評価となっている．COPITA 土木式は，正負交番載荷の影響を含め安全側評価となる．

三次元剛体バネモデル(RBSM)を用いた解析結果から以下の結論を得た．

- ⑤ RBSM 解析により，非常に脆性的な挙動を示す高強度コンクリートを用いたプレストレストコンクリート杭のせん断破壊を，その鉛直方向変位の変化やひびわれ進展挙動も含め実現象に近い形で，正負交番載荷まで含め再現できることを示した．本解析手法を用い，載荷条件や幾何条件等の違いによる数値実験の検討が可能であることを示した．
- ⑥ 実験同様に軸圧縮力が大きくなれば，耐力は増加するものの，せん断破壊が生じ，急激な荷重低下をもたらす挙動となることを示すことができた．また， a/d が小さければせん断破壊を起こしやすい．なお， $a/d=2$ では曲げ挙動が卓越し，変形性能のある挙動となることを示すことができた．

- ⑦ 正負交番載荷を最大荷重レベルの同じ変位で繰り返すと、水平荷重が最初に発揮された荷重より低下した。
- ⑧ 杭径を大きくしていくと、せん断破壊が支配的となる傾向となる。これは、径厚比が小さくなり、より薄肉構造となることが要因として考えられる。
- ⑨ 今回の諸元でのらせん鉄筋は、せん断耐力に影響を及ぼさなかった。ただしらせん鉄筋がない場合は、終局変位は小さくなり、終局時に急激な荷重低下をすることがわかった。実験および解析結果から、以下の結論を得た。
- ⑩ せん断スパン比の影響は、 $a/d=1.5$ を超えると、せん断破壊の場合と曲げ破壊の場合が混在するようになる。 $a/d=2$ では、曲げが支配的な挙動を示すが、軸圧縮力が大きくなるとせん断挙動が支配的となる。
- ⑪ 単純梁形式で行われた実験結果によるものであるが、COPITA 土木式を用いれば軸引張力の領域も含めた軸力と正負交番載荷の影響を概ね安全側に評価できることが分かった。COPITA 建築式や建築基礎構造設計指針式は、 $a/d=1.0$ の場合の軸力引張域などで安全余裕のない場合があることに注意が必要である。
- ⑫ COPITA 建築式の軸力負担分項を実験および解析結果に基づき修正した終局せん断耐力評価式を提案した。その結果、より現実的な評価が可能となった。
- ⑬ 海溝型地震や余震の影響など、地震による正負交番載荷の繰返し回数が多い場合、同一変位での復元力が低下する傾向にあり、せん断耐力を評価する際には、この影響を考慮するための安全係数の設定など、今後のデータ蓄積が必要である。

【参考文献】

- 1) 竹内則雄：地盤力学における離散化極限解析，培風館，1991.
- 2) 社団法人コンクリートパイル建設技術協会：既製コンクリート杭－基礎構造設計マニュアル－土木編：2003.3.
- 3) 星隈順一，大塚久哲，津田和義，長屋和宏：高強度プレストレストコンクリート杭の変形性能とその評価法：土木学会論文集 No.570/I -40，pp.239-248，1997.7.
- 4) 宮川義範：水平載荷を受ける鉄筋コンクリート製ボックスカルバートの崩壊挙動：土木学会第 68 回年次学術講演会，I -002，pp.3-4，2013.9.
- 5) 宮川義範，末広俊夫，松尾豊史，大友敬三：動的非線形解析に基づいたせん断壁を有する鉄筋コンクリート製地中構造物の損傷評価：土木学会論文集 E2，Vol.72，No.1，pp.1-18，2016.
- 6) 後藤康明，柴田拓二：遠心力 PC（PHC）杭剪断耐力推算式：日本建築学会大会学術講演梗概集；pp.983-984；1985.10.
- 7) 岸田慎司，堀井昌博，桑原文夫，林静雄：大口径 PHC 杭のせん断強度に関する実験研究：日本建築学会構造系論文集，pp.123-130，1998.8.
- 8) 日本建築学会：鋼構造接合部設計指針，7 章，pp.291-356，2012.
- 9) 中村聡宏，勅使川原正臣，井上芳生，太田勤：鉄筋コンクリート造両側袖壁補強柱のせん断終局強度評価：日本建築学会構造系論文集，第 76 巻，第 661 号，pp.619-627，2011.3.
- 10) 社団法人日本道路協会：杭基礎設計便覧：平成 19 年 1 月
- 11) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針：2001.10.
- 12) 社団法人コンクリートパイル建設技術協会：既製コンクリート杭－基礎構造設計マニュアル－建築編：2009.5.
- 13) 岸田慎司，堀井昌博，桑原文夫，林静雄：大口径 PHC 杭のせん断終局強度の計算方法に関する研究，日本建築学会構造系論文集，第 532 号，pp.103-110，2000.6.
- 14) 前田匡樹：建築分野におけるせん断耐力算定式の発展－実験式からトラス・アーチ理論式へ－：コンクリート工学，Vol.51，No.9，pp.743-749，2013.9.
- 15) 山本佳士，中村光，黒田一郎，古谷信明：三次元剛体バネモデルによるコンクリート供試体の圧縮破壊解析：土木学会論文集 E，Vol.64，No.4，pp.612-630，2008.11.
- 16) 平尾正，中塚侑，溝口茂：PC 鋼材の繰返し応力－ひずみ関係モデル，日本建築学会構造系論文集，第 550 号，pp.7-14，2001.12.
- 17) 徳永光宏，前田友章，田所敏弥，谷村幸裕：PC 鋼材の付着特性に及ぼす鋼材種別の影響，土木学会第 63 回年次学術講演会，5-593，pp.1185-1186，2008.9.
- 18) 中村光，古橋宏紀，山本佳士，三浦泰人：曲げ降伏後に繰返し荷重を受ける RC 部材のせん断耐力低下挙動：土木学会論文集 E 2，Vol.71，No.1，pp.48-57，2015.

第5章 地盤の拘束効果を考慮した高強度プレストレストコンクリート杭の変形性能とそのモデル化

5.1 緒論

第1章序論2節で示した課題である地震時における高強度プレストレストコンクリート杭の土圧による拘束効果によって生じるかぶりコンクリートの剥落抑制・コンクリートの圧縮破壊特性の変化に着目した変形性能向上を定量的に評価できるようにする実務的な手法の提案が本章の研究目的である。

高強度プレストレストコンクリート杭の変形性能に関する実験は、通常気中で行われているが、実際の杭と同じように拘束圧を加えた実験を行うことで、周辺地盤の拘束圧の大きさと変形性能の改善効果との関係を定量化することを試みる。既往の研究¹⁾で、地盤の拘束効果を模擬するために、U型鉄筋で拘束した実験が行われているが、緊張材による局所的変位拘束が危惧される。そこで本論文では、まずエアバッグ（円筒形ゴムバッグへの空気圧注入）を用いた圧力を用いて地盤の拘束効果を模擬した実験を行う。そして、実験結果のポストピーク挙動に基づいた高強度コンクリートの拘束圧依存ひずみ軟化特性の実務的なモデルを新たに提案する。さらにこのモデルを用いて非線形部材モデルを構築し、実験のシミュレーションを行う。

また、前章で用いたRBSM解析を用いて、海洋型地震のような繰返し回数が多い地震に対する軟化特性の変化についても検討する。そして、地盤の拘束効果を考慮できる高強度プレストレストコンクリート杭の実務的な変形性能評価方法を提案する。

特に、本章の検討で留意する点は、高強度コンクリートは脆性破壊するため普通コンクリートと異なり、ひずみ軟化特性を円柱供試体で実験することが難しいことがある。杭という構造部材としてのひずみ軟化特性を評価するためには、高強度コンクリートのひずみ軟化域における応力～ひずみ関係の拘束圧依存性について評価する必要がある。そこで、地盤の拘束効果を模擬したエアバックによる実験により得られる荷重～変位関係を説明できるような高強度コンクリートの拘束圧依存ひずみ軟化特性のモデルを同定するという方法で行う。

5.2 地盤の拘束効果を考慮した水平載荷実験

(1) 実験概要

(a) 試験体

試験体は、図-5.1 に示す長さ 3m の $\phi 300$ B 種 PHC 杭（外径 300mm，厚さ 60mm）である．緊張材として， $\phi 7$ mm の PC 鋼線 12 本が配置されている．また，試験対象区間には $\phi 3$ mm のらせん状鉄筋が 100mm 間隔で設けられている．プレストレス導入量は 8N/mm^2 である．

実験パラメータは，表-5.1 に示すとおり，拘束圧，および加力サイクル数とした．B-0 が基本ケースで，横拘束は与えないケースである．B-1～B-3 は深さ 30m 程度までの静止土圧を想定し，拘束圧 p をそれぞれ 50，150，300 kN/m^2 としたケースである．B-0～B-3 ではサイクル数が 1 回であるが，B-4 については 3 回とした．B-4 の拘束圧 p は 50 kN/m^2 であり，B-1 と B-4 で加力サイクル数の影響を比較できるようにした．軸力については，全ケースで地震時の押込み作用を想定した圧縮軸力 200 kN を作用させた．

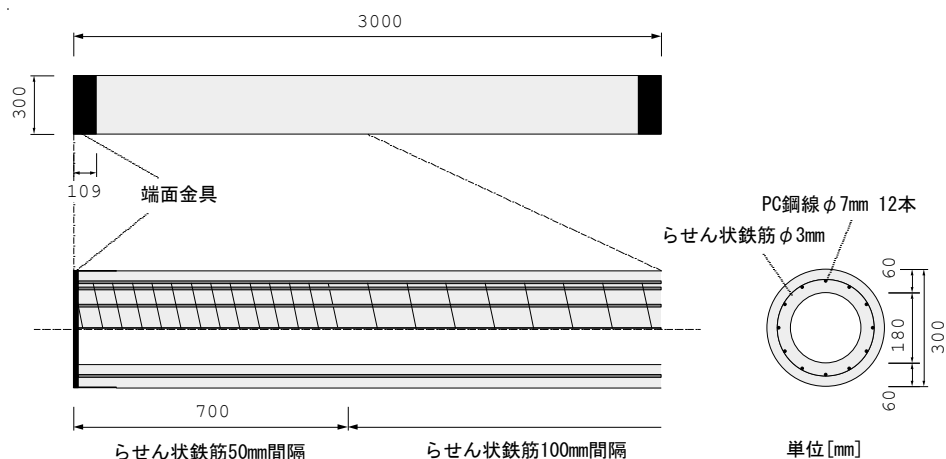


図-5.1 試験体の形状と寸法

表-5.1 実験ケース

実験 ケース	軸力 (kN)	拘束圧 p (kN/m^2)	サイクル数
B-0	200	0	1 回
B-1	200	50	1 回
B-2	200	150	1 回
B-3	200	300	1 回
B-4	200	50	3 回

(b) 載荷装置

載荷装置の概要を図-5.2に示す。試験体は最下端から700mmの高さまでを鋼製フレームで保持して固定域とし、その上部2mの区間が試験区間となっている。試験区間下端の塑性ヒンジを想定する領域では、高さ500mmの円筒形ゴムバッグへの空気圧注入によって所定の拘束圧を与えている。軸力は500kN加振機で、水平加力は300kN加振機でそれぞれ静的に作用させた。軸力装置の上部はリニアベアリングとなっており、杭体の水平変位に追従して軸力が作用するようにした。

軸力を導入した後、水平載荷を行った。水平載荷のパターンは、変位制御による折返し変位漸増型の正負交番載荷とした。折返し点の変形角（頂部水平変位を試験区間長さ2mで除した値）は、1%（水平変位20mm）に至るまでは0.1%（2mm）、0.25%（5mm）、0.5%（10mm）、0.75%（15mm）、1%（20mm）とし、それ以降は5%（100mm）に至るまで0.5%（10mm）ずつ増加させた。変形角5%でも鉛直荷重が支持されている場合は、7.5%（150mm）のサイクルを加えた。B-0～B-3はこれらのサイクルを各1回加力し、B-4では各3回加力した。

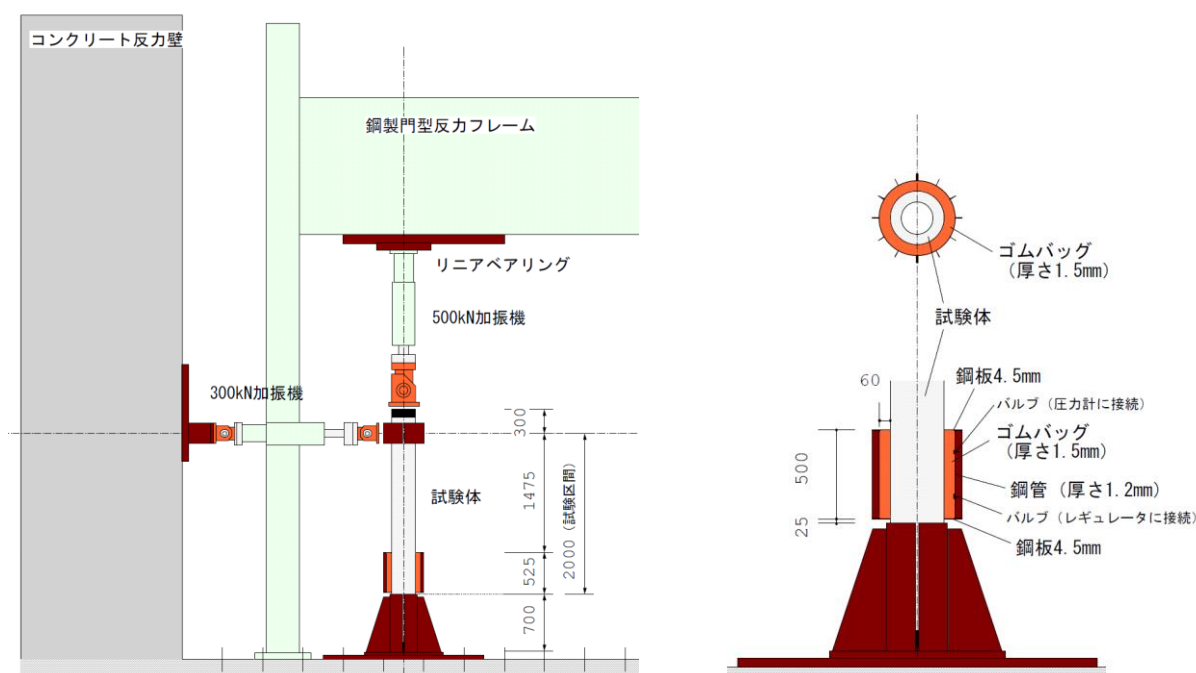


図-5.2 載荷装置

(c) 物性値

材料物性を表-5.2 に示す. コンクリートの強度は PHC 杭と同様に遠心成型された試験体から求めた.

表-5.2 材料物性

コンクリートの圧縮強度 (N/mm^2)	90.9
PC 鋼線の降伏強度 (N/mm^2)	1496
PC 鋼線の引張強度 (N/mm^2)	1718
PC 鋼材のヤング係数 (N/mm^2)	205393

(2) 実験結果

各ケースの基部曲げモーメント～載荷点変位関係 ($M \sim \delta$ 関係) の実験結果を図-5.3(a)～(e)に, 正側包絡線の比較を図-5.3(f)にそれぞれ示す. 基部曲げモーメントには軸力偏心によるモーメントを付加している. B-0～B-3 の比較により, 拘束圧が高くなるごとに最大曲げモーメント以降の軟化挙動が緩やかになることが確認できた. また, B-1 と B-4 の比較により, 繰返し回数が1回から3回になることで脆性的になることが確認できたが, 全ケースにおいて最大曲げモーメントは $105 \sim 110 \text{ kN} \cdot \text{m}$ 程度, その時点の載荷点変位は 50 mm 程度であり, 最大曲げモーメントやピーク時載荷点変位には拘束圧や繰返し回数の影響は確認されなかった. なお, いずれのケースも圧縮側コンクリートの圧壊により終局となった. また, 最大曲げモーメント以降の軟化域において, 少なくとも降伏荷重レベルまでは所定の軸力を保持することができた.

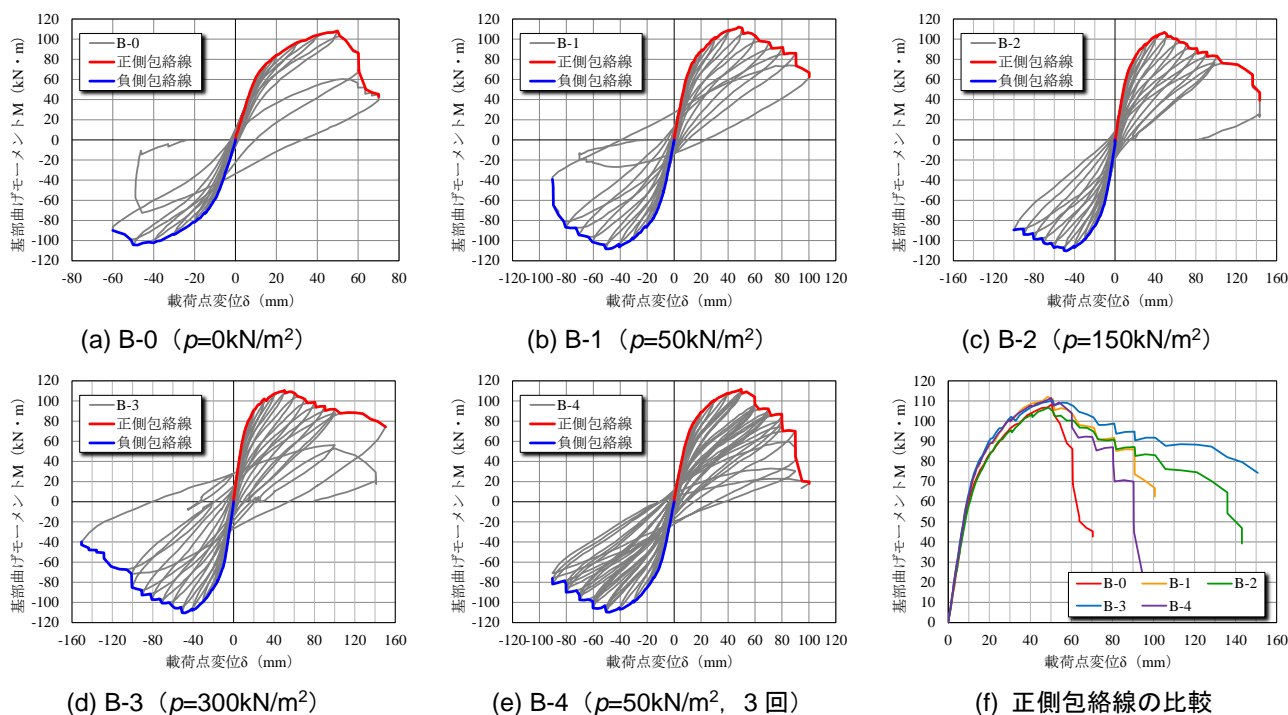


図-5.3 基部曲げモーメント～載荷点変位関係

5.3 実験結果に基づく拘束圧を考慮できる解析モデルの提案

前節で明らかになった拘束圧による軟化性状の違いを考慮するため、5.1 緒論で説明したように、コンクリートの圧縮側の応力～ひずみ関係を拘束圧に応じて変化させ、 $M \sim \delta$ 関係を再現する。断面解析により $M \sim \phi$ モデルを算出し、それを数値積分することで $M \sim \delta$ 関係を求め、実験結果と一致するように応力～ひずみ関係を同定した。

(1) 解析モデルの構築

(a) 既往の高強度コンクリートの応力～ひずみ関係

横拘束コンクリートの構成関係を規定するために開発された既往の2つのモデルについて述べることで、本論文で構築する応力～ひずみ関係の必要性を示す。

Mander et al.²⁾による横拘束コンクリートの応力～ひずみ関係は以下の式で表される。基本となる(1)式は Popovics³⁾の形式を採っている。

$$\sigma_c = \frac{f_{cc} x r}{r - 1 + x^r} \quad (1)$$

$$f_{cc} = f_{c0} \left(-1.254 + 2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 f_l}{f_{c0}}} - 2 \frac{f_l}{f_{c0}} \right) \quad (2)$$

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \quad (3)$$

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{c0} \left[1 + 5 \left(\frac{f_{cc}}{f_{c0}} - 1 \right) \right] \quad (4)$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - f_{cc} / \varepsilon_{cc}} \quad (5)$$

$$f_l = \frac{1}{2} k_e \rho_s f_{sy} \quad (6)$$

$$\rho_s = \frac{4 A_{sp}}{d_s s} \quad (7)$$

ここで、 f_{cc} ：横拘束コンクリートの圧縮強度

f_l ：横拘束圧

f_{c0} ：無拘束コンクリートの圧縮強度

ε_c ：コンクリートの圧縮ひずみ

ε_{cc} ：横拘束コンクリートの強度発現時の圧縮ひずみ

ε_{c0} ：無拘束コンクリートの強度発現時の圧縮ひずみ

E_c ：コンクリートの初期弾性係数（無拘束と横拘束で共通）

k_e : 有効拘束係数

ρ_s : 拘束用鉄筋の横拘束コンクリートに対する体積比

f_{sy} : 拘束用鉄筋の降伏強度

A_{sp} : 拘束用鉄筋の断面積

d_s : 拘束用鉄筋の円軌道の直径

s : 拘束用鉄筋の間隔

(1) 式の接線剛性は次式で表される.

$$\frac{d\sigma_c}{d\varepsilon_c} = \frac{f_{cc} r}{\varepsilon_{cc}} \cdot \frac{(r-1)(1-x^r)}{(r-1+x^r)^2} \quad (8)$$

また, 中澤ら⁴⁾は, 円形断面を有する高強度コンクリートを対象とした次式を提案している.

$$\sigma_c = f_{cu} + \frac{-f_{cu} + E_c \varepsilon_c}{1 + \frac{E_c \varepsilon_{cc} - f_{cc}}{f_{cc} - f_{cu}} \cdot \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \right)^n} \quad (9)$$

$$\frac{f_{cc}}{f_{c0}} = \begin{cases} 1 & \left(0 \leq \frac{\rho_s f_{sy}}{\sigma_{c0}} < 0.0022 \right) \\ 1.825 \cdot \frac{\rho_s f_{sy}}{f_{c0}} + 0.996 & \left(0.0022 \leq \frac{\rho_s f_{sy}}{f_{c0}} \right) \end{cases} \quad (10)$$

$$\frac{\varepsilon_{cc}}{\varepsilon_{c0}} = \begin{cases} 1 & \left(0 \leq \frac{\rho_s f_{sy}}{f_{c0}} < 0.0123 \right) \\ 7.494 \cdot \frac{\rho_s f_{sy}}{f_{c0}} + 0.909 & \left(0.0123 \leq \frac{\rho_s f_{sy}}{f_{c0}} \right) \end{cases} \quad (11)$$

$$\frac{f_{cu}}{f_{cc}} = 0.315 \cdot (100 \rho_s)^{0.4} \quad (12)$$

$$n = \frac{E_c \varepsilon_{cc}}{E_c \varepsilon_{cc} - \sigma_{cc}} \quad (13)$$

Mander et al. のモデルと異なる 1 つの特徴は, ひずみが大きくなるにつれて, ゼロではなく, 拘束レベルに依存する値 f_{cu} に収束するという点である. なお, 中澤らが降伏強度 321MPa の帯鉄筋を用いて実験していることを踏まえ, 本論文では(12)式を次式に置き換えて用いる.

$$\frac{f_{cu}}{f_{cc}} = 0.315 \cdot \left(100 \cdot \frac{2f_l}{k_e f_{yh}} \right)^{0.4} = 0.261 \cdot \left(\frac{f_l}{k_e} \right)^{0.4} \quad (14)$$

(9) 式の接線剛性は次式で表される.

$$\frac{d\sigma_c}{d\varepsilon_c} = \frac{E_c \left\{ 1 - \frac{f_{cc}\varepsilon_c - f_{cu}\varepsilon_{cc}}{(f_{cc} - f_{cu})\varepsilon_{cc}} \cdot \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \right)^{n-1} \right\}}{\left\{ 1 + \frac{E_c\varepsilon_{cc} - f_{cc}}{f_{cc} - f_{cu}} \cdot \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \right)^n \right\}^2} \quad (15)$$

図-5.4 に、幾つかの拘束圧に対する Mander et al.と中澤らそれぞれの応力～ひずみ関係を示した。基本パラメータは、今回の材料試験の結果を基に、 $f_{c0} = 89.1[\text{N/mm}^2]$ 、 $\varepsilon_{c0} = 0.0027$ 、 $r = 6.55$ ($E_c = 38946[\text{N/mm}^2]$) とした。

ところで、これら硬化域と軟化域を単一の曲線で表現する形式のモデルでは、初期弾性係数の設定によって軟化域の曲線が大きく変化する。図-5.5 は、拘束圧を同じにして、 $E_c = 38946 [\text{N/mm}^2] \pm 10\%$ の下で得られる応力～ひずみ関係を比較したグラフである。硬化域における差は小さく見えるが、軟化域の違いは歴然である。すなわち、これらのモデルでは、初期弾性係数の設定に相当の厳密性が求められる。そこで、軟化域に関する議論を弾性係数の設定と切り分けるために、次項(b)に示すモデルを提案する。

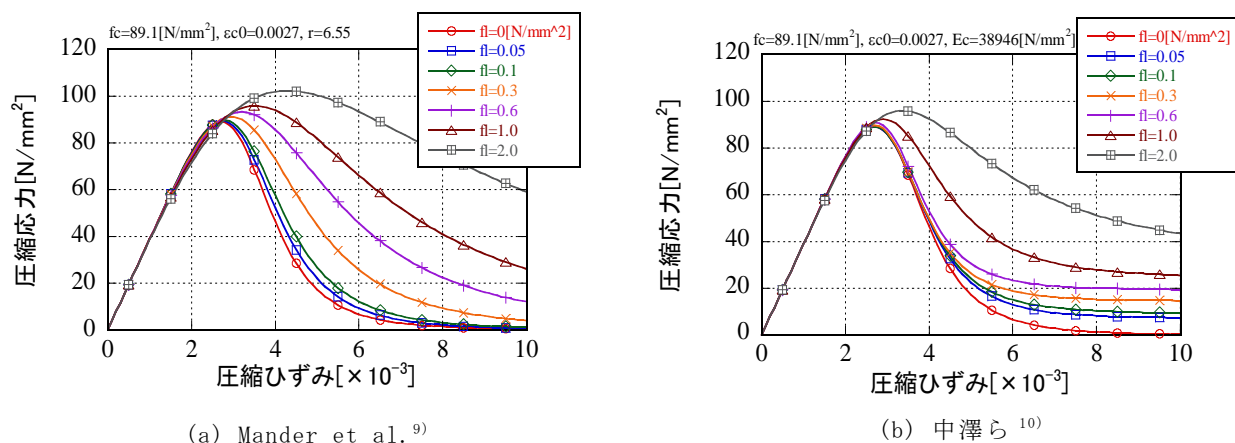


図-5.4 既往の横拘束コンクリートの圧縮モデル

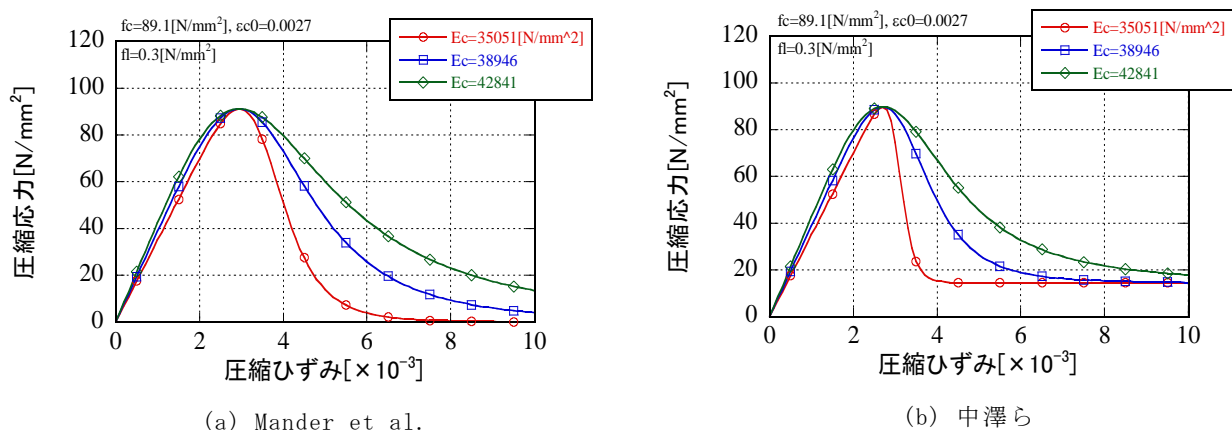


図-5.5 静的弾性係数の変化に伴う軟化域の変化

(b) 軟化域での拘束圧依存性を表現できる実用的な応力～ひずみモデルの提案

前章で明らかになった軟化性状の違いを考慮するため、コンクリートの圧縮側の応力～ひずみ関係を変化させ、 $M \sim \delta$ 関係を再現することを試みた。コンクリートの応力～ひずみ関係には Popovics 式³⁾を基にした以下の関係式を用いることとした。

$$\frac{\sigma_c}{f_c} = \begin{cases} \frac{(\varepsilon_c / \varepsilon_{c0}) \cdot r}{r - 1 + (\varepsilon_c / \varepsilon_{c0})^r} & \dots \text{硬化域} \\ \frac{(\varepsilon_c / \varepsilon_{c0}) \cdot r'}{r' - 1 + (\varepsilon_c / \varepsilon_{c0})^{r'}} & \dots \text{軟化域} \end{cases}$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - f_c / \varepsilon_{c0}}$$

Popovics 式の提案は、硬化域と軟化域を同じパラメータを用いるものだが、拘束圧による軟化特性の変化を表現するため、硬化域のパラメータ r と別に、軟化域のパラメータ r' を新たに設けたものである。ここで、 σ_c ：圧縮応力、 f_c ：圧縮強度、 ε_c ：圧縮ひずみ、 ε_{c0} ：圧縮強度到達時のひずみ、 E_c ：ヤング係数である。

図-5.6 に、 $f_c=80\text{N/mm}^2$ 、 $E_c=40000\text{N/mm}^2$ 、 $\varepsilon_{c0}=0.0025$ の時のいくつかの r' に対する応力～ひずみ関係を示す。このように、 r' が高いほど脆性的な軟化挙動となる。なお、この例の場合の硬化時のパラメータ r は 5.0 となる。PC 鋼線についてはトリリニアモデルとした（図-5.7）。数値解析に用いた各種物性値を表-5.3 に示す。コンクリートのヤング係数は 40000N/mm^2 、圧縮強度到達時のひずみは 0.0025 とした。

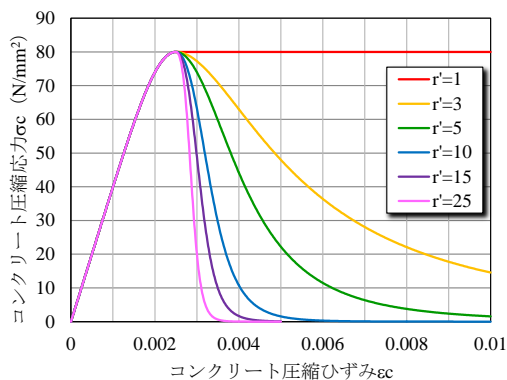
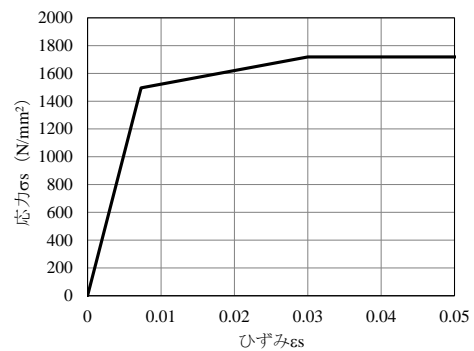
図-5.6 r' による軟化の変化例

図-5.7 PC 鋼線の応力～ひずみ関係

表-5.3 断面解析に用いた物性

	B-0	B-1	B-2	B-3	B-4
外径 (mm)	300.8	300.6	300.3	300.6	300.3
厚さ (mm)	64.8	67.8	64.8	67.5	67.5
芯かぶり (mm)	30.40	30.30	30.15	30.30	30.15
PC 鋼材断面積 (mm ²)	462.0 ($\phi 7\text{mm} \times 12$ 本)				
PC 鋼材降伏ひずみ	0.007284				
PC 鋼材第二折れ点ひずみ	0.030000				
Popovics 式プレピークパラメータ r	10.99				
換算断面積 ($\times 10^4 \text{ mm}^2$)	4.995	5.150	4.985	5.134	5.128
換算断面二次モーメント ($\times 10^8 \text{ mm}^4$)	3.735	3.782	3.713	3.776	3.763
断面計算の降伏モーメント (kN・m)	86.85	86.49	86.68	86.52	86.42
断面計算の最大モーメント (kN・m)	98.91	101.98	102.57	103.85	100.83
実験の最大モーメント (kN・m)	108.20	112.06	106.82	110.51	111.53
実験の軟化勾配 (kN・m/mm)	-2.242	-0.767	-0.611	-0.305	-1.152

(c) $M \sim \phi$ モデルの算出

$M \sim \phi$ モデルは平面保持を仮定した断面解析によって算出した。通常の RC と同様にコンクリートの引張抵抗は無視した。また、同一円周上に均等に配置された PC 鋼材は、等断面積の薄肉鋼管とみなした (PC 鋼材を等断面積のまま同一円周上に細分化して平均化した)。

(d) $M \sim \delta$ 関係の算出

載荷点に水平荷重が作用すると、曲げモーメントは試験区間内で三角形分布となる。計算による $M \sim \delta$ 関係は等価塑性ヒンジ長を杭径の D として以下の式を用いて数値積分によって算出した。

$$\delta = \int_D^L \left\{ \int_D^{x'} \phi(x) dx \right\} dx' + (L - D/2) \cdot D \cdot \phi_0$$

ここで、 δ : 載荷点水平変位、 L : 試験区間 (=2.0m)、 D : 杭径 (=0.3m: 等価塑性ヒンジ長)、 ϕ_0 : 基部の曲率である。第1項は塑性ヒンジより上の部分の杭体の変形分、第2項は基部の塑性ヒンジの回転の寄与分を示す。なお、等価塑性ヒンジ長は、既往の検討結果¹⁾から杭径相当とした。

(2) ポストピークパラメータ r' のフィッティング (軟化特性の同定)

$M \sim \delta$ 関係のフィッティングは、正側包絡線と負側包絡線の差が小さかったことから、実験の正側包絡線の軟化勾配を対象にした。その際、軟化勾配は最大曲げモーメント時の点から断面計算での降伏曲げモーメントまで曲げモーメントが低下した点を結ぶ勾配とした。

フィッティング結果を図-5.8に示す。図-5.8(a)～(e)では、実験の $M \sim \delta$ 関係に補正をかけたものも示している。図-5.3(f)に示した包絡線は、鋼製治具の弾性変形や鋼製治具と杭体間のすべりや PC 鋼材の基部側からの伸出しによる回転成分を含んでいる。補正では $M \sim \delta$ 関係の硬化域の δ を $1/2$ とした。これは、既往の実験結果^リにおいて、ひび割れ発生前から最大耐力レベルの変形まで、全体の変形角に対して基部の回転角がほぼ $1/2$ であったためである。ポストピークに関しては、最大モーメント時の補正差分変位を用いて、そのまま左にシフトさせた。

図-5.8(a)～(e)の全ケースにおいて、解析の最大曲げモーメントは、実験値よりも1割程度低くなった。これは、解析ではコンクリートが引張に対して全く抵抗しないものと仮定しているが、実際にはコンクリートは引張に対しても抵抗し、さらにテンションスティフニング効果が生じていることが理由の一つとして考えられる。

また、解析の $M \sim \delta$ 関係は実験の無処理カーブと補正カーブの中間程度の挙動となっている。実験の $M \sim \delta$ 関係において軟化が脆性的なケースが r' が高くなっている。

図-5.8(f)では r' と拘束圧 p の関係を示しているが、拘束圧が 50kN/m^2 作用させるだけで r' が大きく低下していることが分かる。よって、小さな拘束圧でもコンクリートの応力～ひずみ曲線の軟化が大きく改善されると言える。B-1 と B-4 の比較では3回繰返しの影響により r' が1.6倍ほど高くなることが確認できた。海洋型地震のような繰返しの多い地震に対しては、 r' の設定に注意が必要である。また、B-1～B-2～B-3 と拘束圧が $50 \rightarrow 300\text{kN/m}^2$ へと高くなる部分については r' は緩やかな直線的な低下となった。ただし、図-5.6に示したように、 r' が低くなると r' の変化が応力～ひずみ関係へ与える影響は大きいため、 300kN/m^2 の作用では応力～ひずみ関係の軟化が大きく改善し、変形性能が向上したものと考えられる。

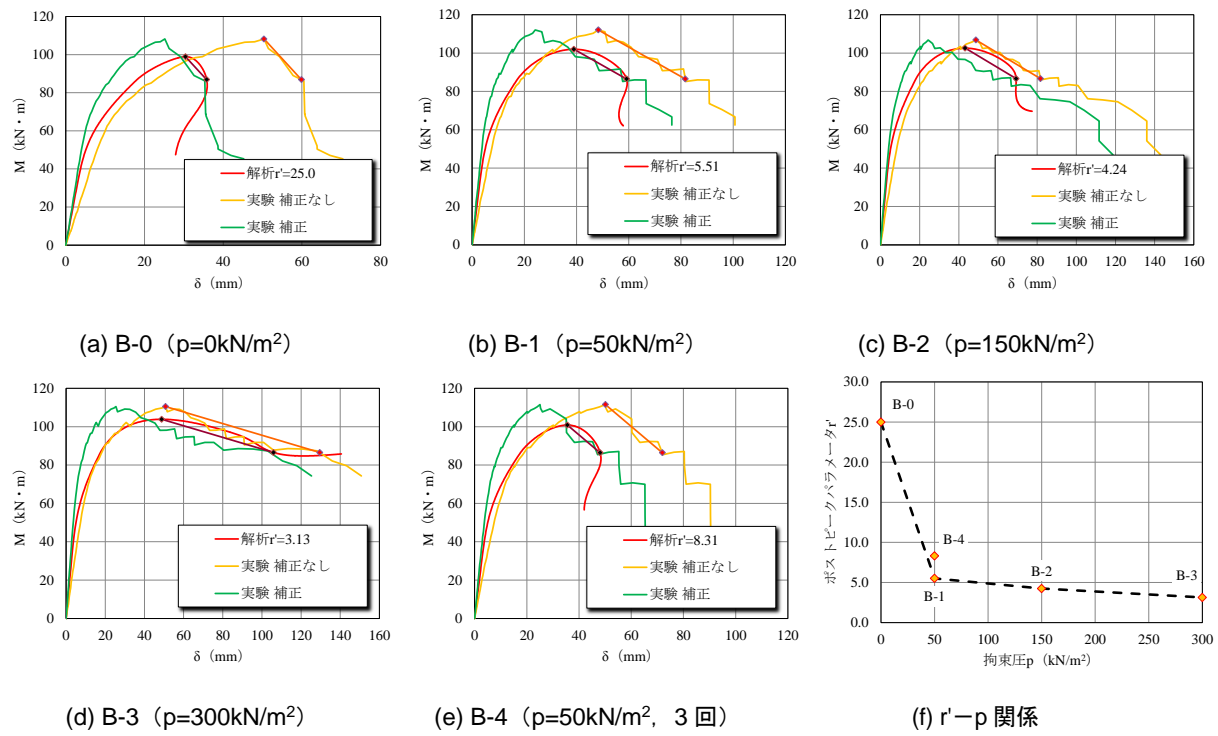


図-5.8 r' のフィッティング結果

5.4 はり要素モデルを用いた提案モデルの検証

(1) 解析モデル

実験を行った PHC 杭の試験体を対象に，図-5.9 に示すはり要素モデルにモデル化し， $M \sim \phi$ 関係をはり要素に設定して解析を行った．载荷方法は，実験と同様に交番载荷を行った．なお，解析プログラムは TDAP III を用いた． $M \sim \phi$ モデルの内部履歴ループには原点指向型・武田型⁵⁾の混合テトラリニアモデルを新たに作成して用いた．このモデルは正負どちらかにおいて最大曲げモーメントに達するまでは除荷時に原点指向の挙動をし，最大曲げモーメント以降は武田モデルの履歴挙動をするモデルである．

各ケースの $M \sim \phi$ モデルには図-5.10 のテトラリニアモデル（実線）を入力した．これらの $M \sim \phi$ モデルは，前章においてフィッティングを実施した時に得られた曲線（破線）をひび割れ発生点，PC 鋼線の降伏点，最大曲げモーメント点，終局点でテトラリニアモデルとしたものである．破線がスナップバックしているのは， $M \sim \phi$ 算出時にコンクリート圧縮縁ひずみを漸増させて釣合計算をしたためである．このうち，終局点は最大曲げモーメントに達した後に降伏曲げモーメントまで曲げモーメントが低下した点と定義した．ただし，最大曲げモーメント点は，コンクリート圧縮縁ひずみが 0.002949（B-0：拘束圧 0 の最大曲げモーメント時）に達した時とした．これは，連続的な $M \sim \phi$ 曲線での最大値から最大曲げモーメント点を決定すると， r' が低い（拘束圧が高い）ほどその曲率 ϕ_m が大きくなってしまい，解析結果の最大耐力点の変位が変動するためである．実務設計における扱いやすさと安全側の評価となるためこのようにした．

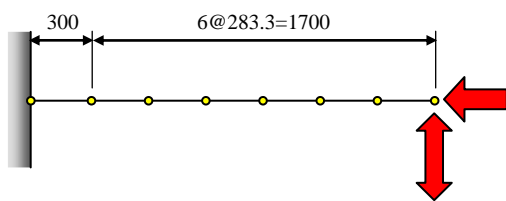


図-5.9 梁モデルの要素分割図

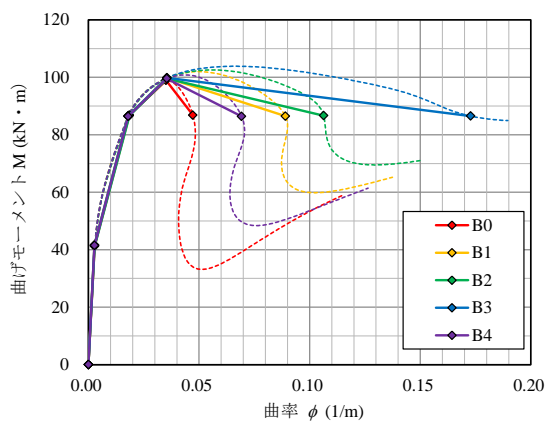


図-5.10 FEM 解析の入力に用いた $M \sim \phi$ 関係

(2) 解析結果

解析結果（水平荷重 $P \sim$ 载荷点変位 δ 曲線）を図-5.11 に示す． $P \sim \delta$ 関係としたのは解析では幾何学的非線形が考慮されており，基部の曲げモーメントに軸力偏心分が自動的に付加されることから，水平荷重の出力値は実験の生の水平荷重と直接比較できるものにな

っているためである。また、解析結果に終局点を表示している。参考として、終局点以降も解析を実施して表示している。簡便に最大曲げモーメント以降を同じ軟化勾配の直線としたテトラリニアモデルでも、この程度の再現性があることを確認できた。

なお、解析では要素中心で曲げモーメント M や曲率 ϕ が計算されるため、荷重が 1.08 倍に過大評価される ($2.00\text{m}/1.85\text{m}=1.08$: 1.85m は載荷点から基部要素中心までの距離)。このため、入力値としては過小評価となっていた最大曲げモーメント (図-5.8(a)~(e)) が、図-5.11 中における最大耐力としては実験値と解析値で同等となっている。

全ケースにおいて最大耐力到達時の変位は、解析値の方が実験値よりも小さいが、これは実験結果の曲線が基部の鋼製治具回転分や PC 鋼線の抜け出し分等も含んでいるため、初期剛性が解析結果と比較して緩やかになっているためである。しかし、全ケースにおいて、内部履歴カーブの形状も含め概ね実験挙動をシミュレートできていることが確認できた。

これまで実務では最大荷重までの評価しか行わなかったが、本提案モデルを用いれば、ひずみ軟化域を含む高強度プレストレストコンクリート杭の変形特性を評価できるようになる。照査上は、最初に PC 鋼線が降伏する荷重レベルまで軟化した荷重を終局点 (図-5.11 黄色丸点) とすることで、ある程度安全性を確保した。提案したモデルである高強度コンクリートのひずみ軟化特性の拘束圧依存特性は、同程度の設計基準強度の高強度プレストレストコンクリート杭の評価に用いることができると考えている。

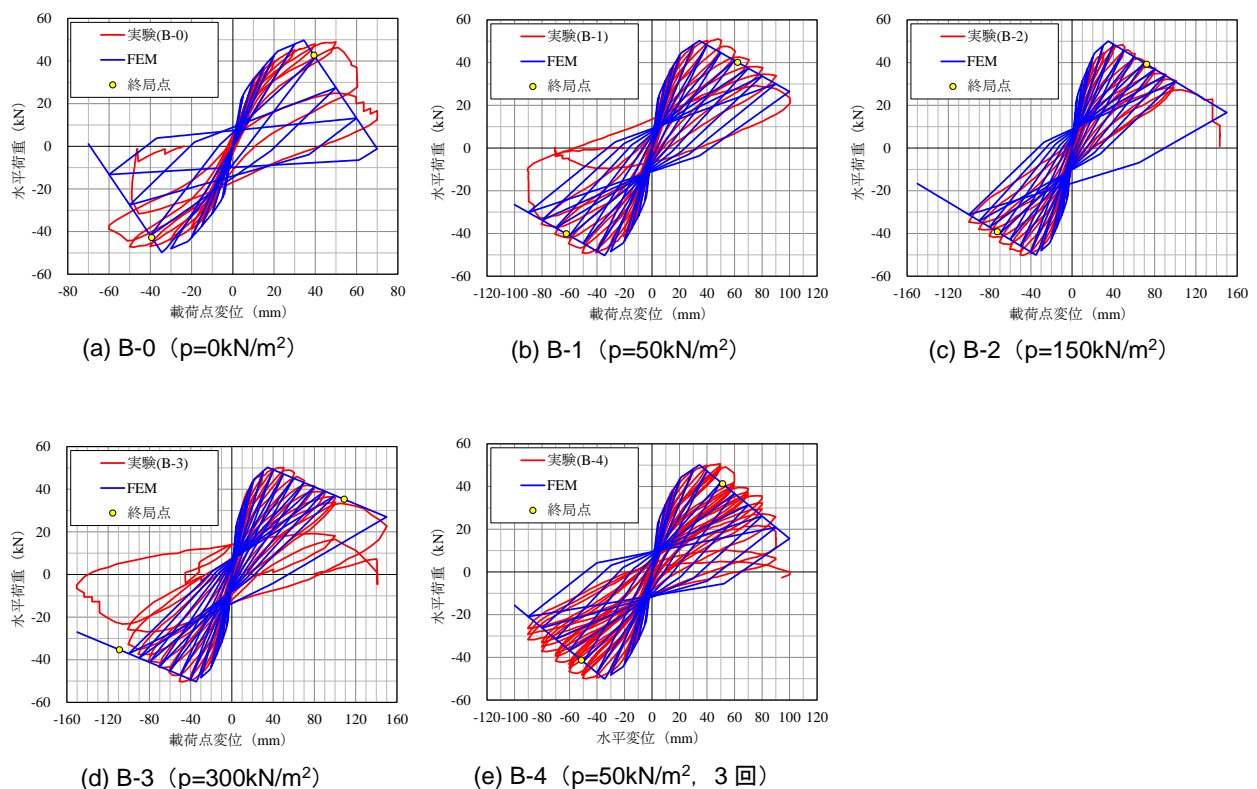


図-5.11 FEM解析結果

5.5 剛体バネモデル（RBSM）を用いた数値解析による繰返し載荷の影響検討

5.2 節で示した実験により，繰返し載荷によって杭の軟化特性が変わることを確認した．そこで，本節では4章で同じ高強度プレストレストコンクリート杭に用いた RBSM 解析を用いて，数値実験を行うことにより海洋型地震のような多くの繰返し載荷に対する影響を検討する．

(1) 解析モデルと入力物性

5.2 節の実験供試体（図-5.1）に対して，4章で用いた RBSM 解析を用いたである．表-5.4 に解析ケースを示す．解析ケース CASE1～CASE4 では，前章までの実験をシミュレートすることで，解析手法の適用性を確認する．そして，実験では正負繰返し回数により変形性能に相違が認められたため繰返し載荷の影響を調べたのが CASE5～CASE12 である．CASE5～CASE8 は 3 回の繰返しであり，CASE6 は実験を行ったものである．CASE9～CASE12 は来るべき海溝型地震での多数回繰返しを想定し，10 回の繰返しを行った．

この解析対象に対し，ボロノイ分割して作成したモデルと鉄筋配置を図-5.12 に示す．解析モデルはフーチング上部からの実験区間部のみをモデル化し，平均要素寸法は 20mm とし，内厚部に 3，4 要素程度配置出来るようにした．PC 鋼線およびらせん鉄筋は，トラス要素により離散鉄筋として配置した．

解析に用いた材料モデルの解析パラメータを表-5.5 に示す．解析パラメータの定義は第4章と同様である．

表-5.4 曲げ破壊供試体の解析ケース

CASE	拘束圧	載荷方法	備考
1	なし	正負交番	実験 B-0
2	50kPa	正負交番	実験 B-1
3	150kPa	正負交番	実験 B-2
4	300kPa	正負交番	実験 B-3
5	なし	同 3 回繰返し	
6	50kPa	同 3 回繰返し	実験 B-4
7	150kPa	同 3 回繰返し	
8	300kPa	同 3 回繰返し	
9	なし	同 10 回繰返し	
10	50kPa	同 10 回繰返し	
11	150kPa	同 10 回繰返し	
12	300kPa	同 10 回繰返し	

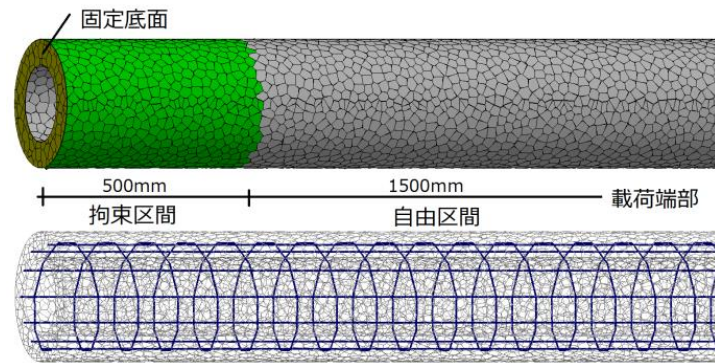


図-5.12 解析モデル

表-5.5 材料モデルの解析パラメータ

垂直バネ							
弾性係数	引張		圧縮				
E N/mm ²	σ_t N/mm ²	g_f N/mm ²	σ_c N/mm ²	ε_{c2}	α_{c1}	α_{c2}	
60,000	4.5	0.005	135	-0.015	0.15	0.25	
せん断バネ							
弾性係数	破壊基準			軟化特性			
$\eta = \frac{G}{E}$	c N/mm ²	φ	σ_b N/mm ²	β_0	β_{max}	χ	K
0.9	11.4	37	85	-0.04	-0.025	-0.01	-0.3

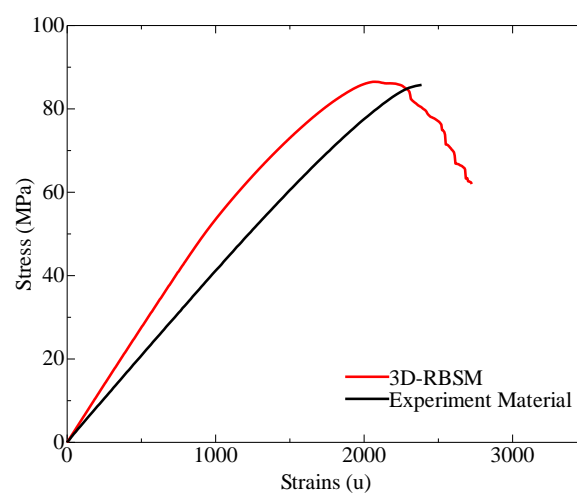


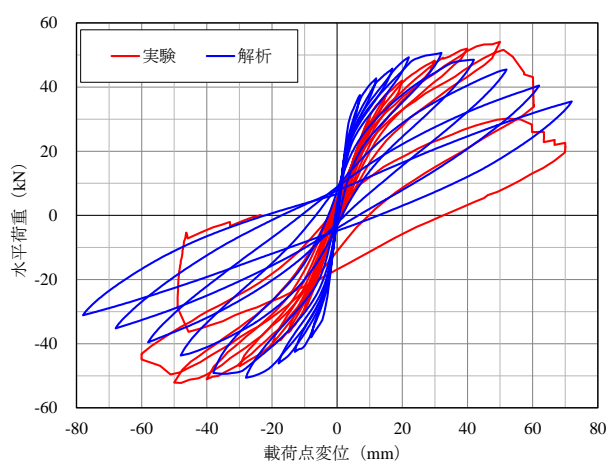
図 5-13 コンクリートの応力ひずみ関係

(2) 解析結果

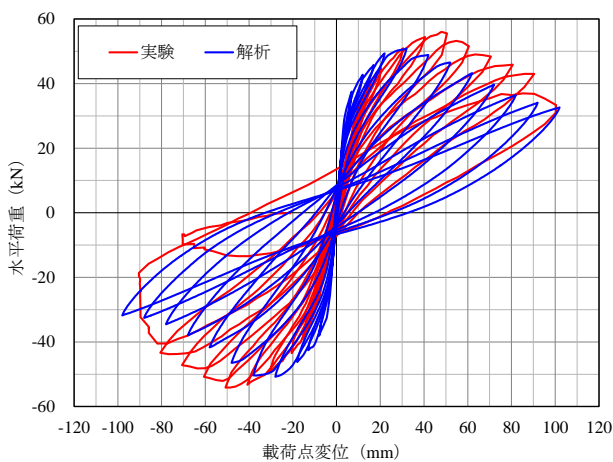
(a) 拘束圧の影響の確認 (Case1～Case4 (正負交番载荷) の解析結果)

高強度プレストレストコンクリート杭の曲げ変形挙動に対する RBSM 解析の適用性については、既にU型鉄筋で地盤の拘束効果を模擬した既往の実験¹⁾に対し解析が行われ、損傷状態や軸力影響、拘束圧の影響について検証が行われている⁶⁾。したがって、本節では本論文で行った既往の実験方法を改善したエアバックによる拘束の実験をシミュレーションすることで、荷重～変位関係が適切に表現できているかを検討した。

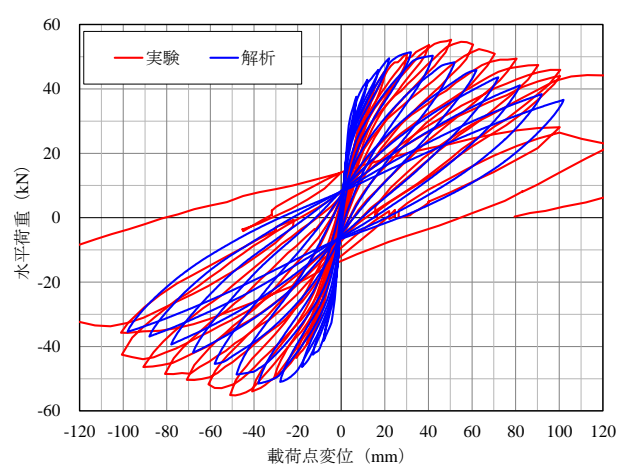
図-5.15 に Case1 から Case4 に対する解析値の荷重～変位関係を示す。また、図中には実験結果もあわせて示す。なお、用いた RBSM 解析は幾何学非線形性を考慮していないため、実験側の軸力影響分を補正することで対応した。いずれの拘束圧に対しても解析値は実験値と概ねポストピーク域まで一致している。このことは、解析の妥当性ととも実験で観察された土圧程度の拘束圧で変形性能が著しく改善されるという傾向が数値解析的にも確かめられたことを意味する。



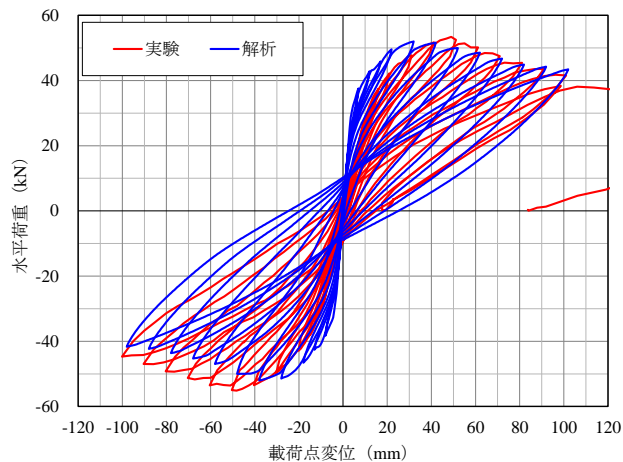
拘束圧 0(CASE1)



拘束圧 50kPa(CASE2)



拘束圧 150kPa(CASE3)

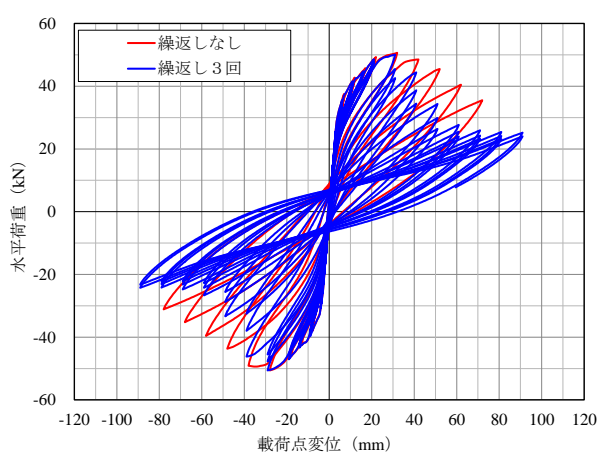


拘束圧 300kPa(CASE4)

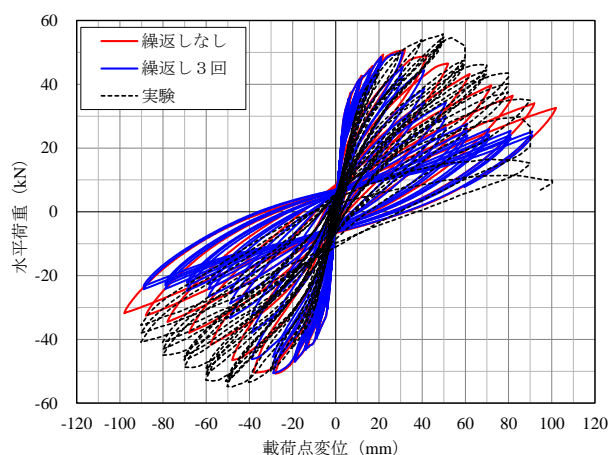
図-5.15 荷重～変位関係の比較

(b) 繰返し回数の影響 (3 回繰返し)

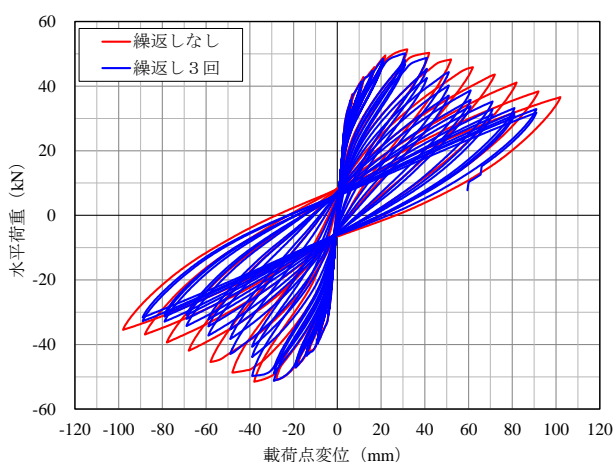
図-5.16 に一方向繰返しと同じ変位で 3 回繰返しを行った Case5 から Case8 に対する解析値の荷重変位関係を示す。また、図中には 1 回繰返しの Case1 から Case4 の解析結果も示す。Case6 は実験も行われておるので実験結果もあわせて示す。Case6 で実験結果と比較すれば解析結果は実験で観察された繰返しによる定変位での荷重低下を概ね妥当に示している。したがって、解析結果は繰返し荷重の影響も妥当に評価できるものといえる。各ケースで繰返しの影響をみれば、いずれの場合も最大荷重前は繰返しの影響は認められないが、最大荷重以降は繰返し回数 3 回の方が荷重低下が著しくなっているのが分かる。したがって、繰返しの影響は最大荷重以降で認められるのでその範囲での挙動を設計上考える場合は、繰返しの影響も考慮する必要があると言える。なお、拘束圧の影響であるが繰返し回数が 3 回の場合も一回の場合と概ね同様の傾向で認められることが示された。



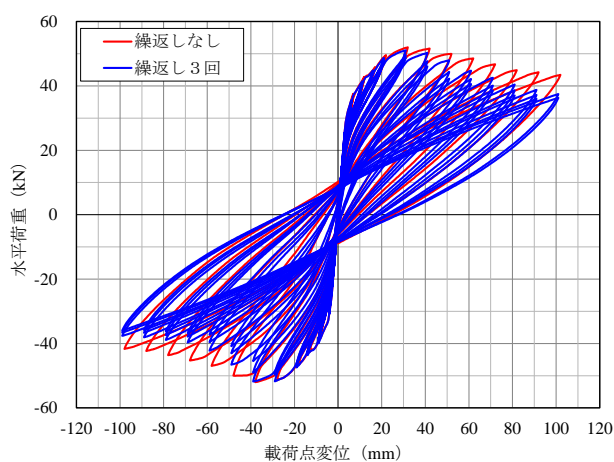
拘束圧 0(CASE5)



拘束圧 50kPa(CASE6)



拘束圧 150kPa(CASE7)

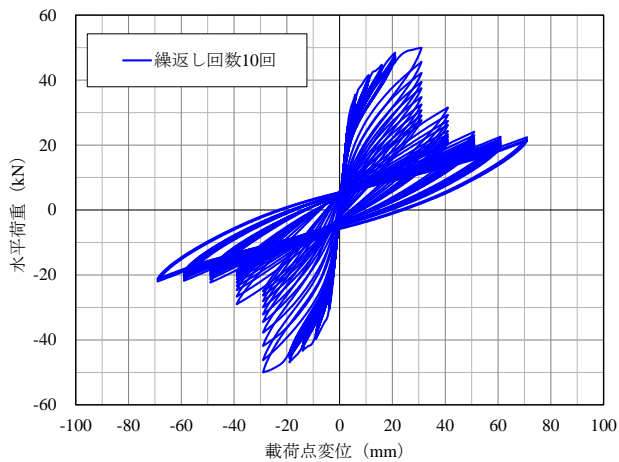


拘束圧 300kPa(CASE8)

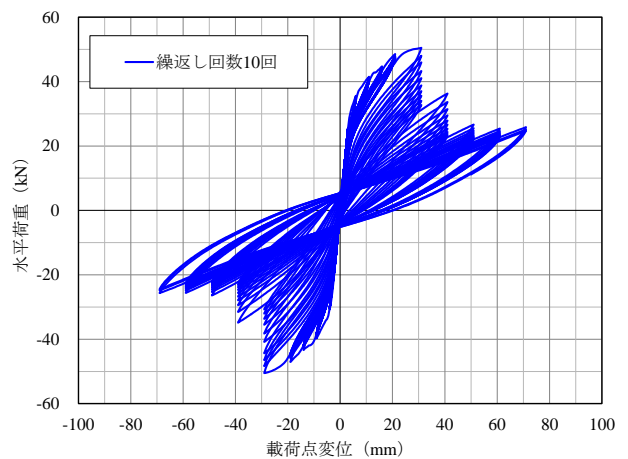
図-5.16 繰返し回数の影響 (3 回繰返し)

(c) 繰返し回数の影響 (10 回繰返し)

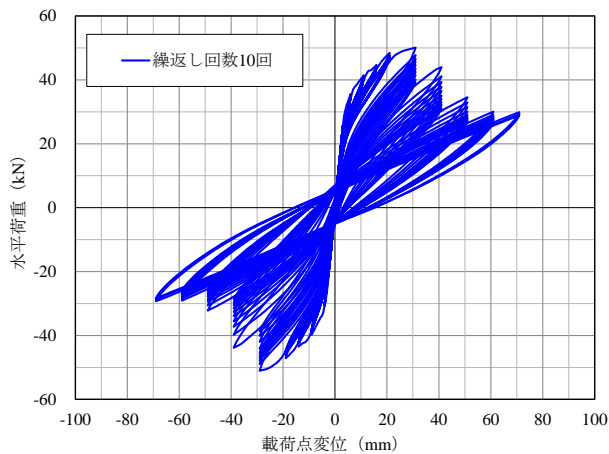
図-5.17 に一方向繰返しと同じ変位で 10 回繰返しを行った Case9 から Case12 に対する解析値の荷重変位関係を示す. 10 回繰返しを行っても最大荷重以前では繰返しの影響は現れない. 一方, 最大荷重以降は繰返し回数の影響は生じ 3 回繰返しよりも定変位での荷重低下が著しい. したがって, 最大荷重以降については繰返し回数の影響を正確に評価する必要があると考えられる. ただし, 荷重低下はあるところで一定値となる傾向がある.



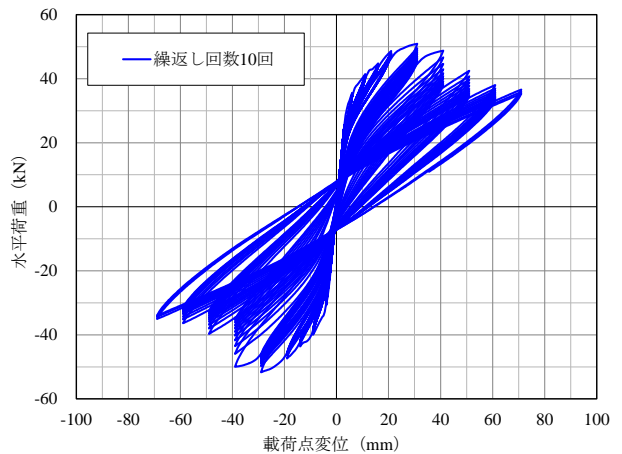
拘束圧 0 (CASE9)



拘束圧 50kPa(CASE10)



拘束圧 150kPa(CASE11)



拘束圧 300kPa(CASE12)

図-5.17 繰返し回数の影響 (10 回繰返し)

5.6 地盤の拘束効果と地震による繰返し効果を考慮した変形性能評価の提案

前節の RBSM による解析結果に基づき、5.4 節までの方法と同様にしてポストピークパラメータ r' を同定し、地盤の拘束圧 p との関係を定式化した。

フィッティング結果を表-5.6 に示す。このフィッティング結果に対し、繰返し回数ごとの $p \sim r'$ 関係の近似式を構築した。近似式を表-5.7 および図-5.18 に示す。繰返し回数3回の結果のみ、若干近似の精度が落ちるものの、概ね近似ができています。繰返し回数が3回、10回となると、より著しいモーメント低下が起きるような r' となっている。

以上の結果より、今回行った実験と解析に用いた設計基準強度と同程度の高強度プレストレストコンクリートであれば、表-5.7 の式を用いて高強度コンクリートのひずみ軟化特性を対象とする深度の拘束圧に応じて設定し $M \sim \phi$ モデルを計算、その結果に基づきより要素モデルに原点指向・武田混合型テトラリニアモデルの入力をすれば、地盤の拘束圧依存効果を考慮した地震時応答計算ができることになる。

海洋型地震の際は、繰返し回数 10 回の結果を用いるのがよいと考えている。

表-5.6 r' のフィッティング結果

拘束圧 (kPa)	繰返し回数		
	1 回	3 回	10 回
0	6.56	20.1	37.2
50	5.28	14.4	27.0
150	3.99	7.54	16.3
300	3.04	4.59	8.84

表-5.7 $p \sim r'$ 関係の近似式

繰返し 1 回	繰返し 3 回	繰返し 10 回
$r' = \frac{47.6}{(p + 90.5)^{0.395}} - 1.46$	$r' = \frac{5320000}{(p + 250)^{2.27}} + 1.40$	$r' = \frac{5970}{(p + 161)^{0.963}} - 7.36$

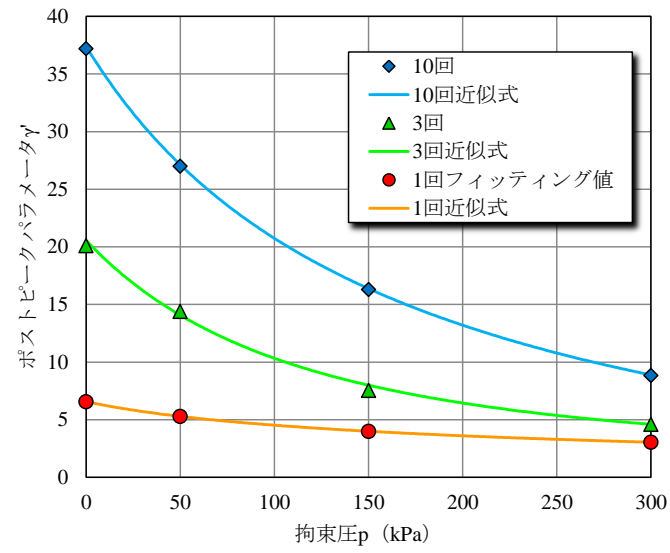


図-5.18 近似式による $p \sim r'$ 関係

5.7 まとめ

地盤の拘束効果を考慮するため、エアバッグを用いて拘束圧 p を $0 \sim 300 \text{ kN/m}^2$ と変化させた PHC 杭の正負交番載荷実験を実施した。その $M \sim \delta$ 曲線の軟化勾配と数値積分による $M \sim \delta$ 曲線の軟化勾配が一致するように、新たに提案した Popovics 式のポストピークパラメータ r' をフィッティングした。また、それにより得られた $M \sim \phi$ モデルを用いて非線形 FEM 解析における梁モデルの部材特性に適用した。得られた知見は以下のとおりである。

- ① 実験の結果、軸力に対する性能を保持したうえで、拘束圧のレベルに応じて、軟化域の変形性能が向上した。最終的な破壊モードは、PC 鋼線の破断は生じず、コンクリートの圧縮破壊であり、拘束効果によりコンクリートの圧縮破壊現象の進展が穏やかになった。また、拘束圧によらず最大曲げモーメントはほぼ同じであった。
- ② 高強度コンクリートの応力～ひずみ特性に Popovics 式を硬化域と軟化域に分けて用いることを提案し、実験結果のフィッティングによって軟化域のパラメータ r' を拘束圧 p との関係で明らかにした。その結果、少しの拘束圧でもパラメータ r' が大きく低減することが分かった。
- ③ ②で得られた $M \sim \phi$ モデルに基づいてテトラリニアモデルを構築し、これを実務でよく用いられる FEM 解析コードの部材特性に骨格特性として軟化域を表現できるテトラリニアモデルを、履歴特性に原点指向・武田混合型を新たに導入して解析した。その結果、実験結果を概ねシミュレーションでき、実務への適用性を確認した。
- ④ 4章で用いた RBSM 解析を曲げ変形問題にも適用し、実験との対比から解析の妥当性を確認した。そして、その手法による数値実験を行い、繰返し載荷回数でポストピーク挙動がどう変わるかを検討した。10回繰返しを行っても最大荷重以前では繰返しの影響は現れない。一方、最大荷重以降は繰返し回数の影響が生じ、繰返さない場合よりも3回繰返し、10回繰返しと繰返し回数が増えるにしたがって定変位での荷重低下が生じることがわかった。したがって、最大荷重以降については繰返し回数の影響を正確に評価する必要があると考えられる。ただし、荷重低下はあるところで一定値となる傾向があることもわかった。
- ⑤ 繰返し載荷回数毎に提案したポストピークパラメータ r' と拘束圧の関係式を作成した。これにより、地盤の拘束効果を考慮した曲げ変形性能を軟化域まで評価可能なモデルを構築できた。

【参考文献】

- 1) 宮川義範, 河村精一, 白鳥洋平, 水野 雅: 地盤の拘束効果を想定した横拘束圧を受ける PHC 杭の変形性能, コンクリート工学年次論文集, Vol.34, No.2, pp.595-600, 2012.
- 2) Mander, J. B., Priestley, M. J. N. and Park, R.: Theoretical stress-strain model for confined concrete, ASCE Journal of Structural Engineering, Vol.114, No.7, pp.1804-1826, 1988.
- 3) Popovics, S.: A numerical approach to the complete stress-strain curve for concrete, cement and concrete research, Vol.3, No.5, pp.583-599, 1973.
- 4) 中澤宣貴, 川島一彦, 渡邊学歩, 堺淳一: 円形断面高強度コンクリートの横拘束モデルの開発, 土木学会論文集, No.787/I-71, pp.117-136, 2005.
- 5) Takeda, T., Sozen, M. A. and Nielsen, N. N.: Reinforced concrete response to simulated earthquakes, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol.96, ST12, pp.2557-2573, 1970.12.
- 6) 鞠誠, 中村光, 上田尚史, 国枝稔: 剛体バネモデルによる PHC 杭の破壊挙動解析, 第22回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, pp.33-38, 2013.

第6章 地震応答解析への反映を考慮した液状化対策による 既設地中構造物への影響評価

6.1 緒論

第1章序論2節で示した課題である近年開発された新しい液状化対策工法である砂圧入式静的締固め工法を既設地中構造物や基礎杭近傍に適用する際のこれら構造物への影響評価と改良後地盤の地震時応答解析に関わる物性予測を行うことができるようにする実務的な手法の提案が本章の研究目的である。

はじめに砂圧入式静的締固め工法のしくみについて概略を述べ、その後、試験工事で地盤変位を計測した数少ない事例結果を示す。また、施工速度を除けばほぼ同じ改良メカニズムの工法である静的締固め砂杭工法の周辺地盤への影響に関する知見を整理することで、施工時の地盤挙動の特徴を把握する。そして、最新の三次元弾塑性有限要素法解析により砂圧入式静的締固め工法による地盤の密度増大メカニズム解明と既設構造物への施工時影響評価を行う際の注意点を整理する。

検討に用いる解析手法は、自然粘土～中間土～砂を土の骨格構造とその働きの観点から同一理論的枠組みで説明することができる弾塑性構成式(SYS カムクレイモデル^{1),2)}を搭載した水～土連成有限変形解析^{3),4)}(コード名:GEOASIA)である。地盤の材料定数・初期状態などを典型的な砂地盤として既往の研究を参考にして決定した上で、まず二次元軸対称条件と三次元条件における解析結果を比較し、三次元条件における解析結果の応答を確認する。続いて、その三次元解析により、砂圧入式静的締固め施工時の周辺地盤に与える変位の影響を調べるとともに、従来から実務で施工時の地盤変形を解析する際用いることが多い弾性解析及び本章2節でまとめる既往の実計測結果の傾向と比較する。さらに、近接構造物に与える影響として、砂圧入部からの距離に応じた地盤反力(側圧)の傾向を調べることで、砂圧入式静的締固め工法の既設地中構造物近傍での施工計画に資する知見を得る。

また、用いた三次元弾塑性有限要素法解析により得られた改良効果の空間分布を考察することで、この工法により改良された地盤の地震時応答解析を行う際の入力物性設定についても言及する。

なお、2章において鉄筋比が比較的小さい鉄筋コンクリート製地中構造物の構造性能評価を検討し、その変形性能に優れているが、ひび割れがあまり分散しないことを見出し、その損傷状態を評価できるようにした。この損傷程度には、地震による地盤からの作用荷重が大きく影響し、許容される損傷状態に応じて液状化対策程度を決める必要がある。本

章の成果は，2 章の構造性能評価から決まる液状化対策の程度を既設構造物への施工時影響を勘案して決める際重要なものさしを与えるものである．

6.2 砂圧入締固め工法の概要と既往の周辺地盤への影響事例の整理

(1) 工法の概要

砂圧入式静的締固め工法は，従来大型機で施工されてきた静的締固め砂杭工法を超小型杭打機あるいはボーリングマシンタイプでの施工を可能とした工法である．地盤改良の考え方は，静的締固め砂杭工法と同様に緩い砂地盤中に砂を強制的に圧入して地盤の密度を増大させることで液状化しないような密な砂地盤を造成するものである（図-6.1, 2）．ただし，砂を流動化剤によりポンプ圧送が可能な流動状態にし，所定の深度までポンプ圧送後に流動化した砂を塑性化剤により元の状態に戻して密度の増大を図るところが特徴である．（図-6.3, 4）．

工法の特徴は，以下のとおりである．

- ①液状化対策としてこれまで多くの実績を有する振動締固め工法と同様の考え方（密度増大）による対策で，改良効果に対する信頼性が高い工法．
- ②従来の振動締固め工法では考えられない超小型施工機やボーリングマシンタイプでの施工が可能であり，非常に狭隘なヤードや栈橋上での施工，さらには既設構造物直下の改良・斜施工が可能．
- ③バイブロを使用しないため，無振動・低騒音で静的に地盤の締固めが可能．

本論文の検討に関わる重要なポイントは，施工過程が図-6.2 に示すように深い方から順に砂を圧入していくところである．次節以降で示す解析は，すべてこの施工過程を反映している．

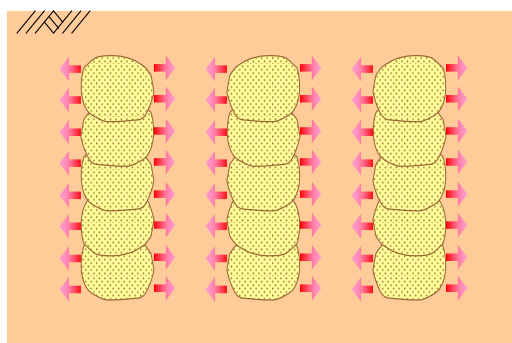


図-6.1 砂圧入式静的締固め工法の改良模式図

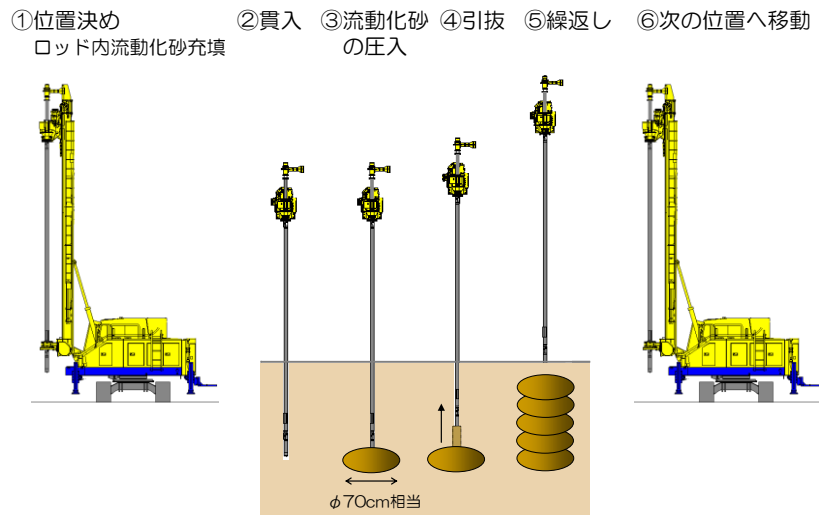


図-6.2 砂圧入式静的締固め工法施工方法

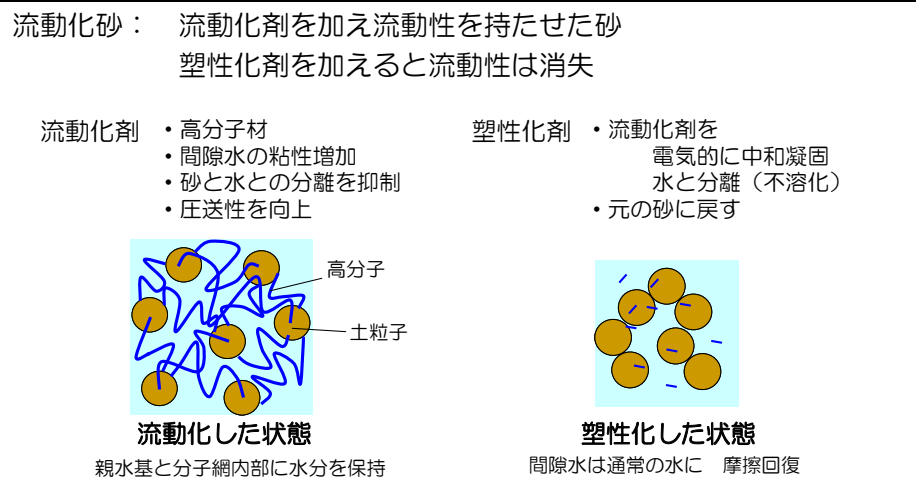


図-6.3 流動化剤および塑性化剤の概要

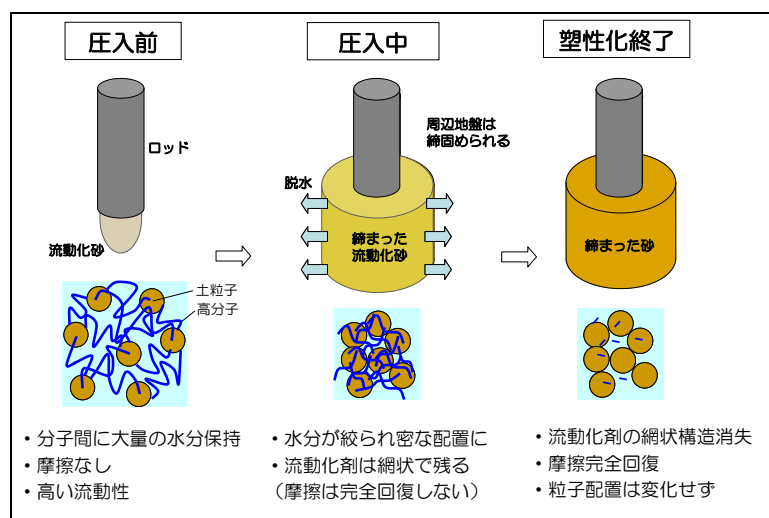


図-6.4 流動化砂の状態変化の過程

(2) 試験施工の事例検討

これまでに、事例は少ないものの砂圧入式静的締固め工法の試験施工が行われている⁵⁾。ここでは、その要点を示すことで、実際にあらわれる地盤変形状況を考察した。試験工事の概要について図-6.5に示す。この試験施工では、本工法直近の盛上りや周辺変位を計測している。各施工仕様での全本数終了後の地盤の変位状況を図-6.6に示すが、施工下端から45°までの範囲で変位が生じている。地表面鉛直変位は、施工位置近傍で大きく盛り上がり遠ざかるに従って小さくなっており、水平変位よりも大きな値を示している。また、改良率と改良径に着目すると、改良率・改良径の大きい方が地盤変位を大きく発生している。

図-6.7は、施工位置から4mの位置の地表面鉛直変位を施工深度で整理したものである。変位はGL-5mからGL-4mで増加し、GL-4m以浅では増加していない。これより、計測点の変位が増加するのは、圧入位置から45°の範囲内に計測点がある場合で、範囲外では増加していない。これらの観測結果から、地表面変位の範囲は、圧入位置から45°の範囲内と考えられる。

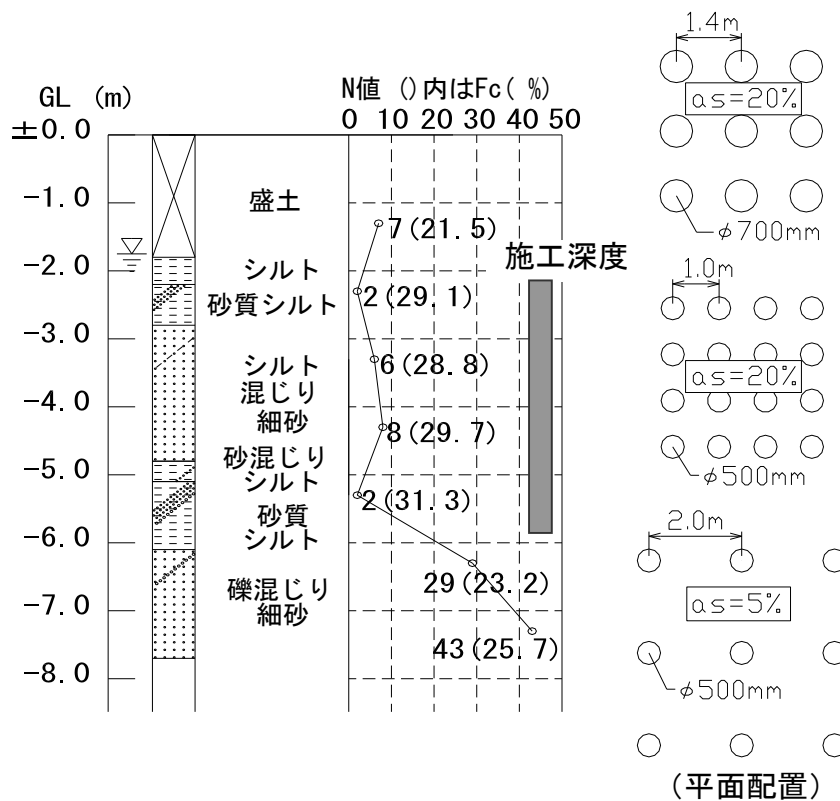


図-6.5 試験工事対象地盤と改良体配置図

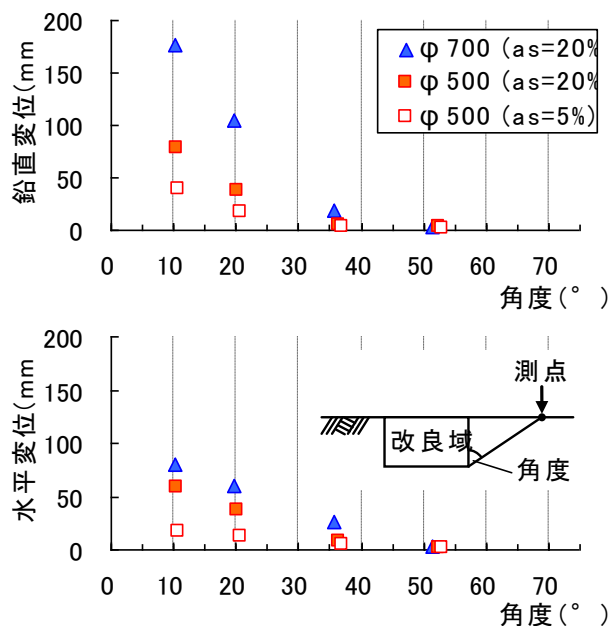


図-6.6 改良下端からの角度と地表面変位の関係

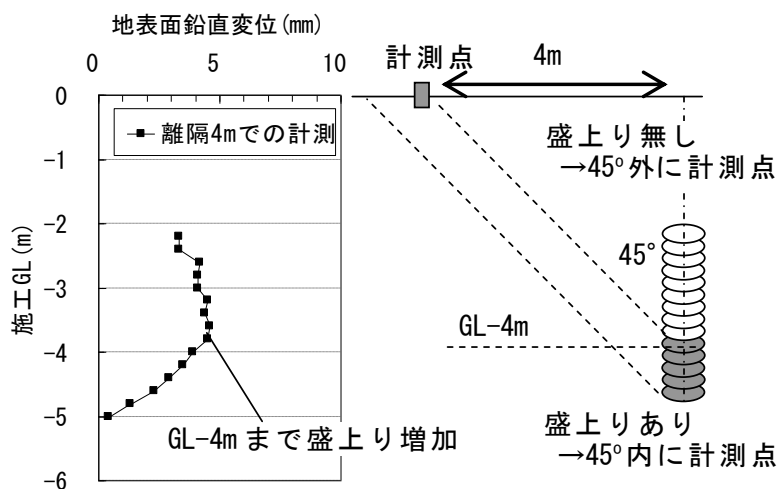


図-6.7 離隔 4m での施工 GL と地表面変位

(3) 改良メカニズムが同じである静的締固め砂杭工法における影響事例検討

施工実績が多く改良メカニズムが同じである静的締固め砂杭工法による変位特性の調査事例について、改良率、改良対象地盤の細粒分含有率、改良前N値に着目して検討した。

(a) 調査方法

砂圧入式静的締固め工法は、振動エネルギーを用いずに材料の圧入のみにより地盤の密度増大を図るという点において、静的締固め砂杭工法と基本的に地盤改良原理が同じである。これより、施工実績が豊富（500 件以上）な静的締固め砂杭工法の変位測定結果を整理することで、砂圧入式静的締固め工法の地盤変位等を考察する際の補完資料となると考

えられる。そこで、静的締固め砂杭工法の変位測定結果について、地盤特性、改良仕様の違いに着目して、それぞれの要因に対する変位特性を整理した。

整理方法は、図-6.8 に示すような変位測定結果について、改良下端からの角度と変位量の関係を明らかにし、地盤特性、改良仕様に応じて整理を行なうものである。

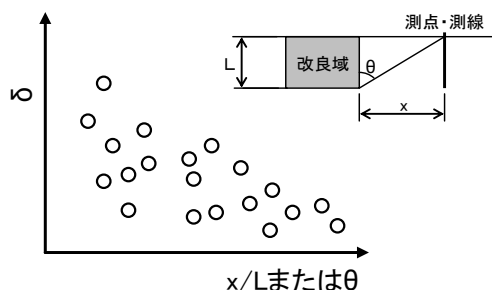


図-6.8 変位測定結果の整理方法 模式図

(b) 地表面変位測定結果

前項で説明した方法で、静的締固め砂杭工法の 22 現場の地表面変位測定結果について整理を行なった。図-6.9 にその結果を示す。以降ではこのデータについて、地盤特性、改良仕様に着目した整理を行った。

① 改良率に着目した結果整理

図-6.10 に地表面変位測定結果について、改良率ごとに整理した結果を示す。大きな傾向として改良率が高いほど、変位が大きいいようにも見られるが、全体として相関性が乏しく、改良率の面から定量的な評価を行なうことは困難である。

② 細粒分含有率に着目した結果整理

細粒分含有率 FC が判明している測定結果について、細粒分毎の結果整理を行なった。結果について図-6.11 に示す。なお、細粒分含有率は土層毎にバラツキがあるため、今回の結果整理では平均値とした。FC が 40% を超える事例については、明らかに大きな変位が生じているが、30% 以下については明確な違いが認められない。また、今回の結果整理においては 10% 以下のデータがなくその傾向が不明である。

③ 改良前 N 値に着目した結果整理

改良前 N 値に着目して改良前 N 値毎に結果整理を行なった。図-6.12 にその結果を示す。なお、改良前 N 値は土層毎にバラツキがあるため、今回の結果整理では平均値とした。改良前 N 値が小さいと密度増加に寄与する部分が大きいため、変位が小さくなることが予測されたが、逆の傾向を示している。これは、N 値の小さい地盤は細粒分含有率が高いことが多いためとも考えられるが、前項に示した細粒分含有率による結果整理では明確な違いが認められない。

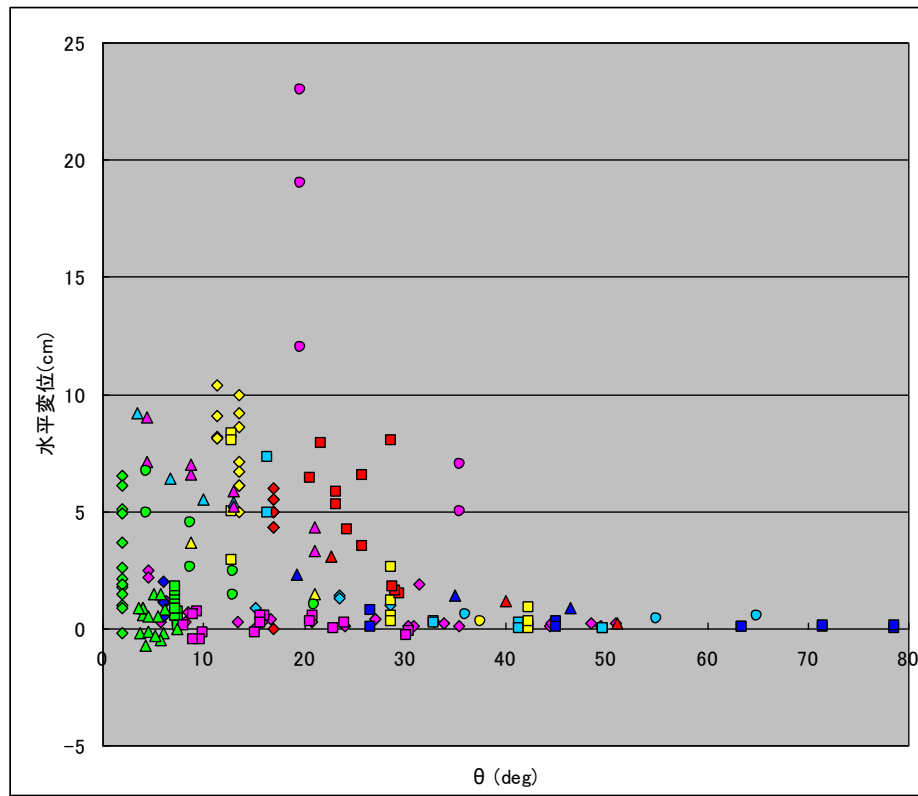


図-6.9 静的締固め砂杭工法 地表面変位測定結果
(図のインデックスは、計測事例場所の違いによる)

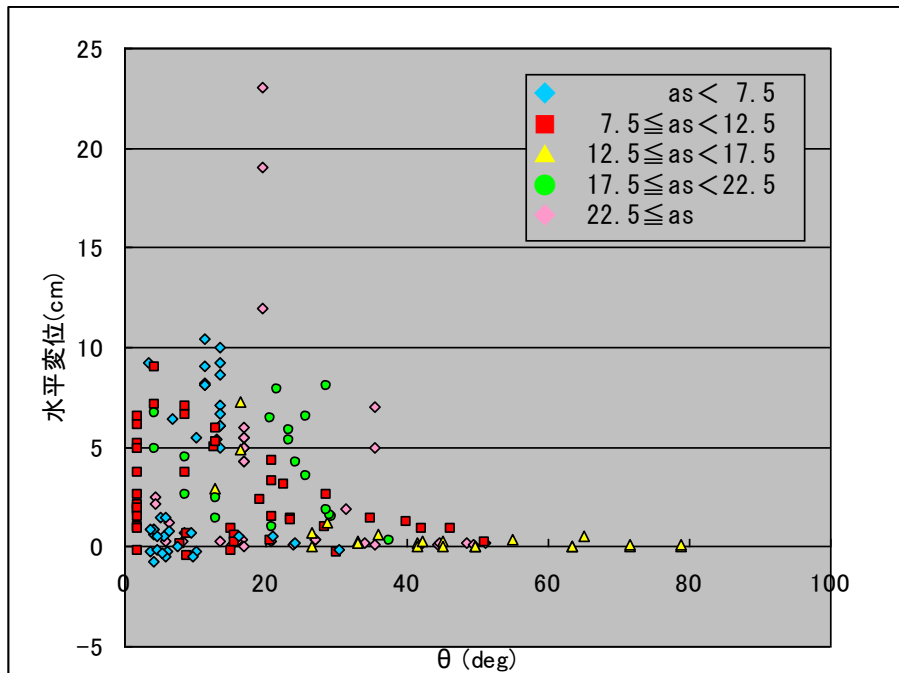


図-6.10 静的締固め砂杭工法 地表面変位測定結果 (改良率ごとの整理)

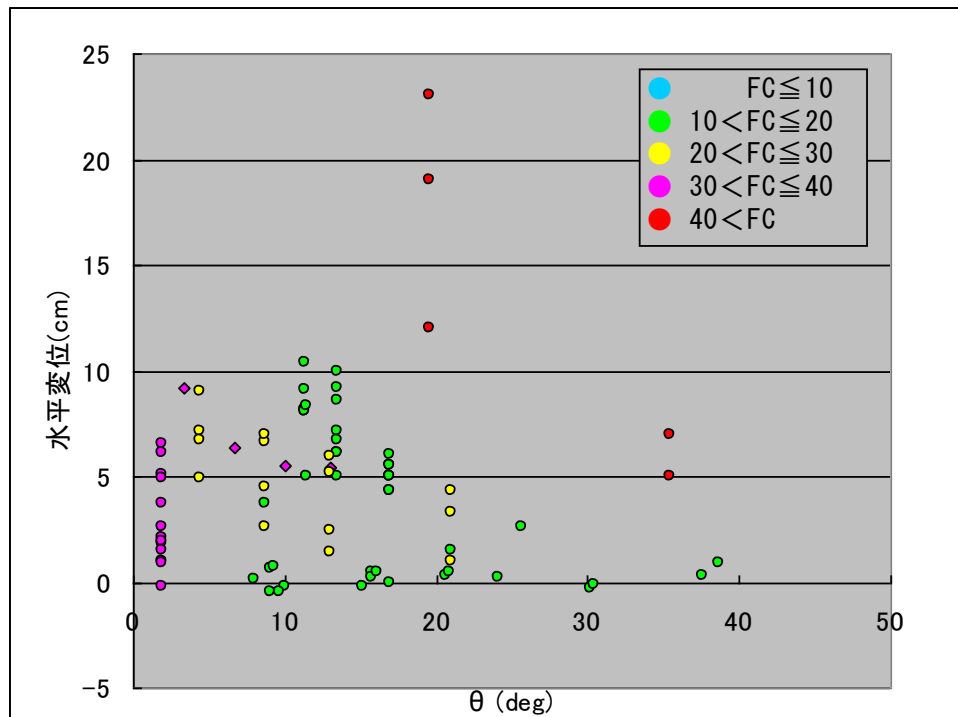


図-6.11 静的締固め砂杭工法 地表面変位測定結果（細粒分含有率ごとの整理）

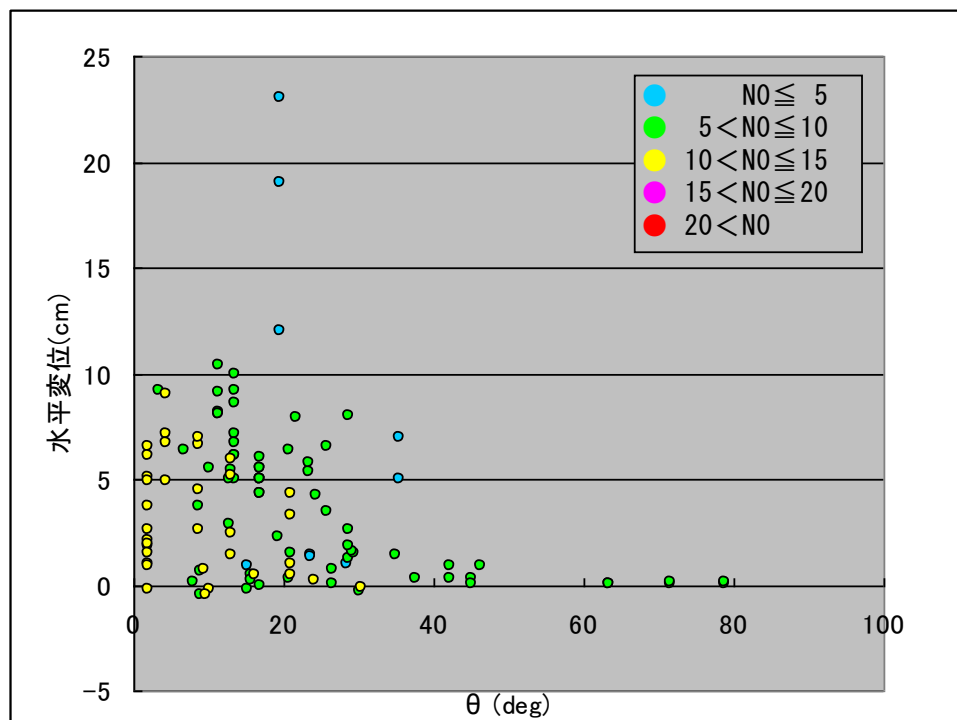


図-6.12 静的締固め砂杭工法 地表面変位測定結果（改良前N値ごとの整理）

(4) 施工による周辺地盤への影響の計測事例による考察

改良仕様（改良率），地盤特性（細粒分含有率，改良前N値）に着目して地表面変位測定結果の整理を行なった．その結果，どの結果においても各要因と変位量に明確な相関は見いだせなかった．これは，地表面変位の場合，表層数十センチメートルの締り具合や，背後地盤の形状などに大きな要因を受けることが要因と考えられる．また，逆に細粒分含有率が40%を超える事例を除くと，どの計測結果も10cm程度以下の変位量となっており，地盤特性や改良仕様に拘わらずこの程度の地盤変位が発生する可能性があるともいえる．

図-6.13 に静的締固め砂杭工法と砂圧入式静的締固め工法の比較を示す．砂圧入式静的締固め工法の方が施工速度が5倍程度遅く，周辺地盤に与える影響が地盤の排水効果の関係から小さくなることが想定された．しかし，砂圧入式静的締固め工法の変位量～改良下端からの角度の関係はSAVEコンポーザー工法の実績の範囲内にあり，水平変位に着目しても大きな違いがないことがわかった．したがって，狭隘な場所で施工が可能であるというメリットはあるが，施工による周辺への影響という面では大きな差がないといえる．

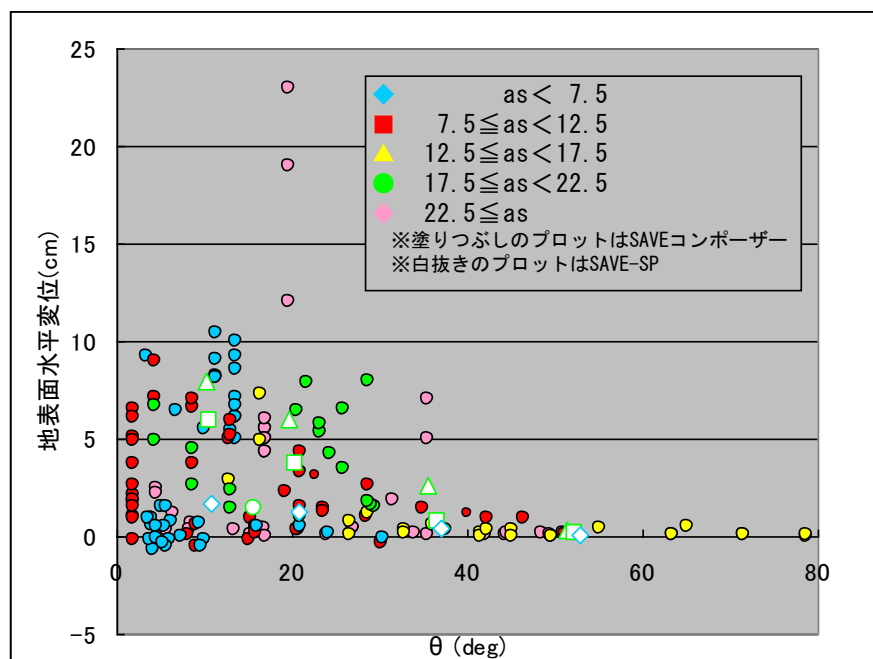


図-6.13 静的締固め砂杭工法と砂圧入式静的締固め工法の地表面変位

6.3 三次元弾塑性有限要素法解析の応答確認（二次元軸対称条件との比較）

(1) 地盤条件

(a) 地盤の材料定数・初期状態

典型的なゆるい砂地盤として、現場で採取された砂の各室内試験から得られた材料定数を用いた^{6),7)}。表-6.1はその材料定数および地盤の初期状態を示す。この材料定数は、発展則パラメータに関し構造低位化指数 a が比較的大きく、正規圧密土化指数 m が比較的小さい。つまり、せん断に伴い初期に有している構造を失いやすく、過圧密状態が解消しにくいといった砂の挙動を強く示す値を有するため選定した。初期状態は比体積 v が全深度で 1.7 となる地盤を基本ケースとした。また、地盤内の初期土性分布として、比体積 v 、構造の程度 $1/R^*$ および側圧係数(すなわち応力比)が深さ方向に一樣と仮定し、重力を考慮して土被り圧に応じ過圧密比 $OCR(=1/R)$ を分布させた⁸⁾。なお、ゆるい砂ほど構造が発達しているが、「構造が発達した状態」とは「鋭敏な状態」を指す。SYS カムクレイモデルでは、その程度は正規圧密状態における正規圧密線の外側への「嵩張りの程度」として定量化され、構造が高位なほど $1/R^*$ が大きい値で与えられる。

表-6.1 地盤の材料定数・初期状態

<弾塑性パラメータ>		
圧縮指数 $\bar{\kappa}$	0.045	
膨潤指数 $\bar{\kappa}$	0.012	
限界状態定数 M	1.30	
正規圧密線の切片 N	1.685	
($p'=98\text{kPa}$ での練返し土の正規圧密線上の比体積)		
ポアソン比 ν	0.3	
<hr/>		
透水係数 k (cm/sec)	3.0×1.0^{-2}	
土粒子密度 ρ_s (g/cm ³)	2.65	
<hr/>		
<発展則パラメータ>		
構造低位化指数 a,b,c	0.73,1.0,1.0	
塑性せん断 c_s	1.0	
正規圧密土化指数 m	0.6	
回転硬化指数 b_r	0.5	
回転硬化限界定数 m_b	0.50	
<hr/>		
<初期値>	(中密)	(ゆるい)
<hr/>		
比体積 v	1.7	1.8
構造の程度 $1/R^*_0$	7.0	25.0
過圧密比 $1/R_0$	5.6～423	1.1～100
異方性の程度 K_β	0.80	0.80
応力比 K_0	0.80	0.80

(b) 想定した砂の非排水せん断応答

図-6.14 は非排水単調せん断試験に対する SYS カムクレイモデルの再現結果で、表-6.1 の砂層の材料定数を用いて計算している。初期状態は等方状態とし、平均有効応力 p' を 80kPa とした場合の側圧一定三軸試験の計算結果を示している。図中の赤線は初期比体積 $v=1.7$ (中密), 黒線は $v=1.8$ (ゆるい)の結果である。なお、ここではせん断開始前の構造の程度 $1/R^*$ および比体積 v を表 1 と同一の値に設定し、過圧密比を p' に応じて与えることで初期値を決定している。左上図はせん断応力 $q \sim p'$ 関係(有効応力パス), 中上図は $q \sim$ 軸ひずみ ε_a 関係, 左下図は比体積 $v \sim p'$ 関係, 中下図は過剰間隙水圧 $u_e \sim \varepsilon_a$, 右上図は $\varepsilon_a \sim$ 構造の程度 R^* 関係および右下図は $\varepsilon_a \sim$ 過圧密比の逆数 R 関係を示す。なお, p' と q は, Cauchy 有効応力テンソル \mathbf{T}' (引張を正), 偏差応力テンソル \mathbf{S} , 等方テンソル \mathbf{I} を用いて $p' = -\text{tr}\mathbf{T}'/3$, $q = \sqrt{3/2} \mathbf{S} \cdot \mathbf{S}$ ($\mathbf{S} = \mathbf{T}' + p'\mathbf{I}$) で定義される。

有効応力パスを見ると、本材料の比体積 $v=1.7$ の状態では、せん断開始から限界状態線 ($q=Mp'$) に達した後、若干軟化しその後硬化する挙動を示す。このことから、この砂は若干密(中密)な状態にあるということが出来る。

一方、初期比体積 $v=1.8$ の砂は、単調せん断により有効応力がゼロに近づく静的液状化を呈するようなゆるい状態にあるということが出来る。

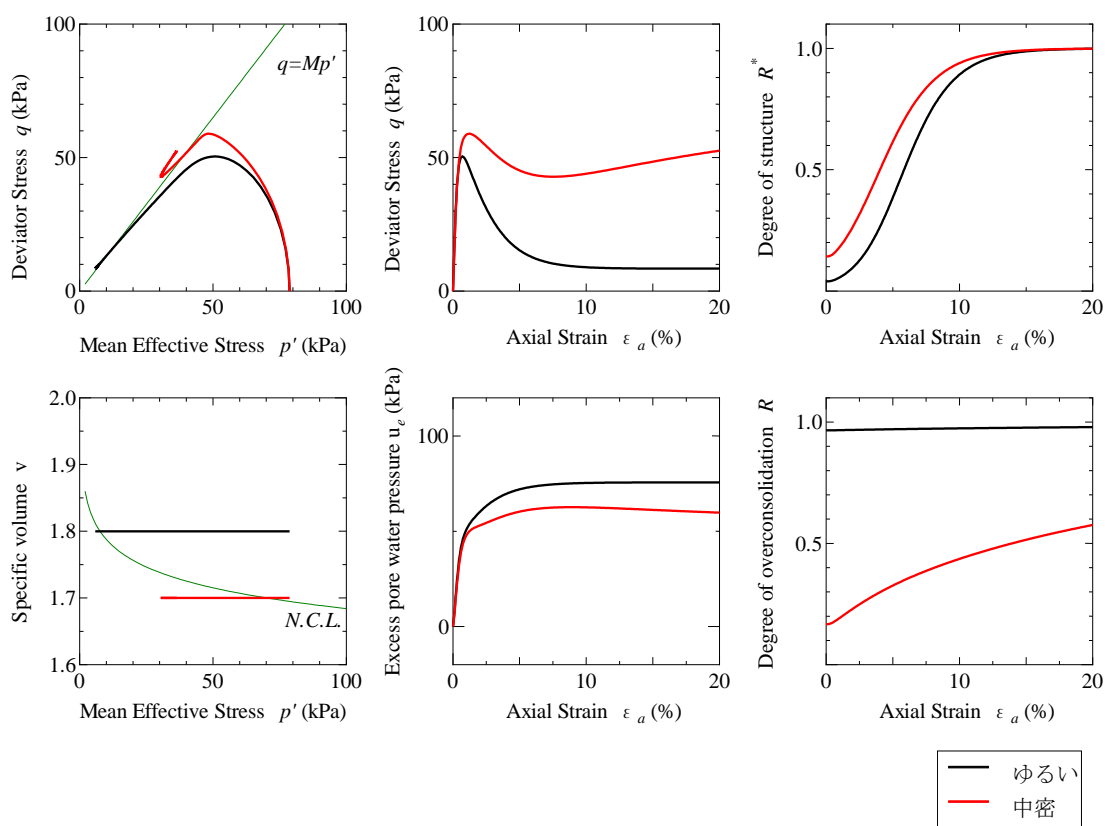


図-6.14 構成式による非排水単調せん断試験の再現結果

(2) 解析条件

はじめに、砂圧入式静的締固め工法の砂圧入過程をシミュレートするためのモデル化(理想化／仮定)について説明する．野田ら⁶⁾ならびに Nakano et al.⁹⁾に準じ、軸対称解析で、最も簡単な条件として円筒形状地盤(土槽)の中央部に砂杭を 1 本造成した場合をモデル化する．このモデル化では砂杭施工に伴うせん断による地盤内部の締固め効果を評価することができるが、軸対称以外の任意形状を有する地盤の周囲に与える影響を十分に評価できない．本論文では地盤内部の締固め効果の確認も行うが、周囲に与える影響についての評価を主目的とするため、三次元条件で砂杭のモデル化が必要不可欠となる．そこで、水～土連成有限変形解析を用いた三次元解析による応答確認のため、二次元軸対称条件による解析結果と比較した．

砂圧入式静的締固め工法による施工では、半径 $r_0=7.5\text{cm}$ のロッドを所定の深さまで貫入した後、ロッドより流動化砂を圧入することによって半径 $r=35\text{cm}$ の砂杭相当を地盤深部から施工する．鉛直方向には 20cm ごとに砂圧入施工後、ロッドを引き上げてその上部 20cm の砂圧入施工する工程を繰り返し、所定の深度の施工をする．

ここでは、半径 1m の円筒土槽内での砂圧入施工を模擬し、その過程を軸対称条件および三次元条件下で解析した．解析領域は、改良対象の円筒土槽内砂地盤である．砂圧入部は排水条件とし、地盤に強制的に水平変位を与えることでモデル化する．図-6.15(a)に軸対称条件、図-6.15(b)に三次元条件での、円筒土槽内砂地盤の半径 $r_0=1.0\text{m}$ の場合の有限要素メッシュと境界条件、水理条件を示す．三次元解析では、境界条件を軸対称条件と等価になるように設定した．なお、三次元条件の有限要素メッシュは簡単のため、円周の $1/4$ の領域を使用した．

以下では、有限要素メッシュの強制変位を与える側(左側)を「砂圧入部」、反対側(右側)を「周辺地盤」と呼ぶことにする．砂圧入施工は、①流動化砂の圧入に伴う「砂圧入」過程と②ロッドの引上げに伴う「放置」過程の繰り返し、その後の③「圧密放置」過程、によって再現する．砂圧入過程は、地盤深部から順次与える強制水平変位で表現し、変位速度 5.5cm/分 で半径 7.5cm から 35cm の 27.5cm の変位を与える(図-6.16)．鉛直方向は 20cm/分 となる．深度 7m の砂圧入施工に要する時間は 40 分とした．この過程は、砂圧入式静的締固め工法の施工速度を反映したもので、従来の野田⁶⁾ら、Nakano et al.⁹⁾の静的締固め砂杭工法の $1/5$ 程度にあたる．

(3) 解析結果

図-6.17 は初期比体積 $v=1.7$ (中密)とした周辺地盤の軸対称条件および三次元条件の地盤内の比体積変化分布を示す．図中で暖色系(赤色)に変化する部分ほど圧縮している(締め固まる)ことを示す．両者とも砂圧入施工により比体積が減少(圧縮)し締め固まっている様子がわかる．また、両者の地盤内分布の様子も完全に一致していることもわかる．図-6.18 は

施工終了時の地表面鉛直変位(盛り上り)を示す．ここでも二次元と三次元の両解析では，値が完全に一致した．また三次元解析では全ての地表面のラインで一様に変位していることも確認した．

以上より，三次元条件でも軸対称条件と同様に砂圧入施工のシミュレーションが可能であり，定量的に評価できることを確認した．

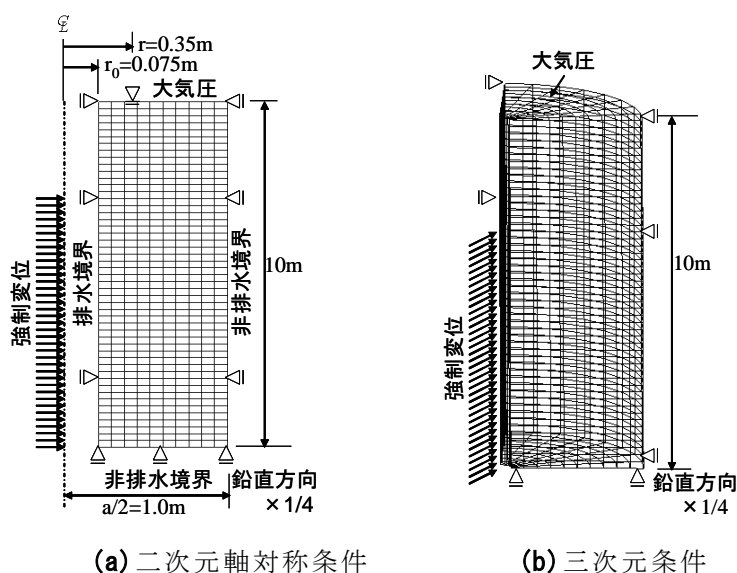
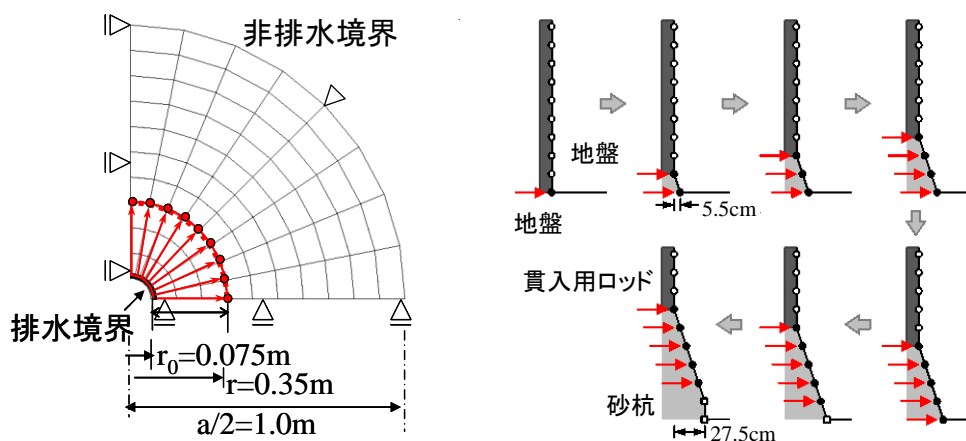


図-6.15 有限要素メッシュおよび境界条件・水理条件



節点	水平方向	鉛直方向
○拡径前	固定	固定
●拡径中	強制変位	固定
○拡径後	固定	固定

図-6.16 強制変位による砂圧入過程のモデル化手法

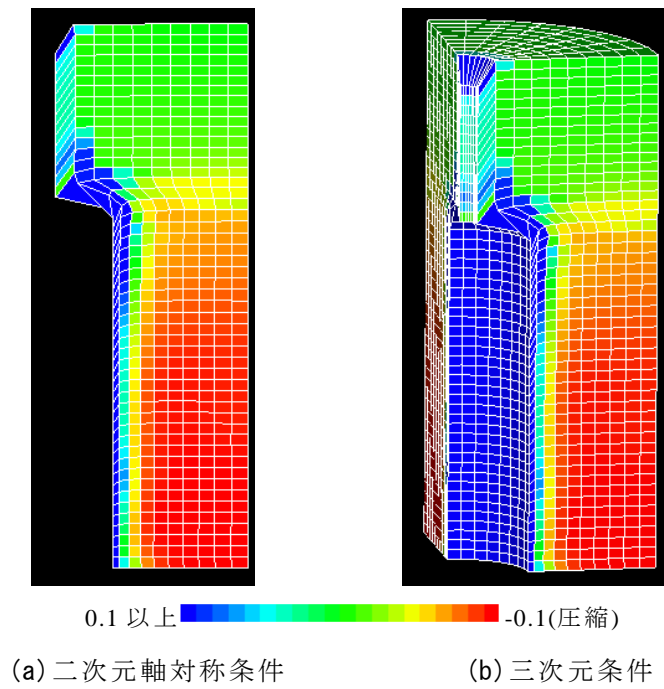


図-6.17 地盤内比体積変化分布（砂圧入終了時）

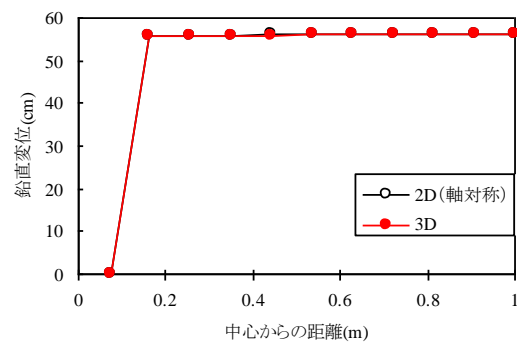


図-6.18 地表面 鉛直変位

6.4 三次元弾塑性有限要素法解析による周辺変位の検討

(1) 解析条件

本節では，三次元解析を用いて砂圧入施工が周辺地盤に与える影響を調べる．図-6.19 は解析対象領域の模式図，図-6.20 は解析に用いた有限要素メッシュおよび境界条件を示す．図-6.20 は砂圧入施工する砂圧入部周辺の図-6.19 の赤色で囲む領域に対応する．この解析における砂圧入の条件設定は砂圧入の 1 列同時施工の場合に相当する．なお，以後図-6.20 中の x 方向のメッシュ長さは「壁幅」，y 方向の長さは「壁厚」と記す．砂圧入過程に関しては，前節と同様な方法で砂圧入施工を模した．

壁厚は表-6.2 に示すケースを実施し，改良率による違いを調べる．表-6.2 中の参考改良率は，砂圧入施工による砂杭相当の面積(半径 35cm, 0.385m^2)を，砂杭間隔の正方形配置とした場合の分担面積(□2.0m の場合, 4m^2)で除すことにより求めている．水理境界について，砂圧入部は透水性が良好な砂材を用いるため内部における間隙水圧の蓄積は少ないと考え，静水圧分布を保持する排水条件としてモデル化する．地表面は大気圧とし，その他は非排水境界としている．

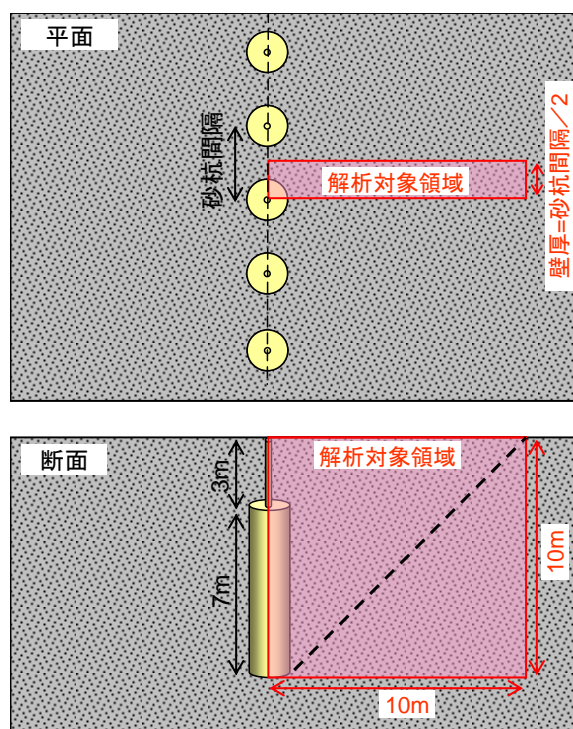
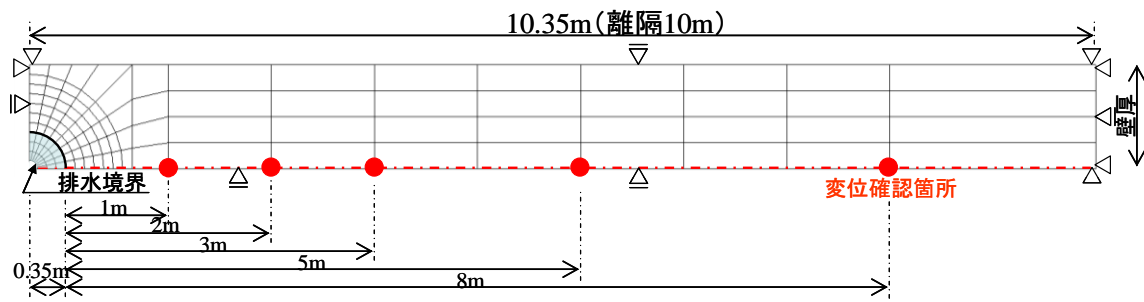
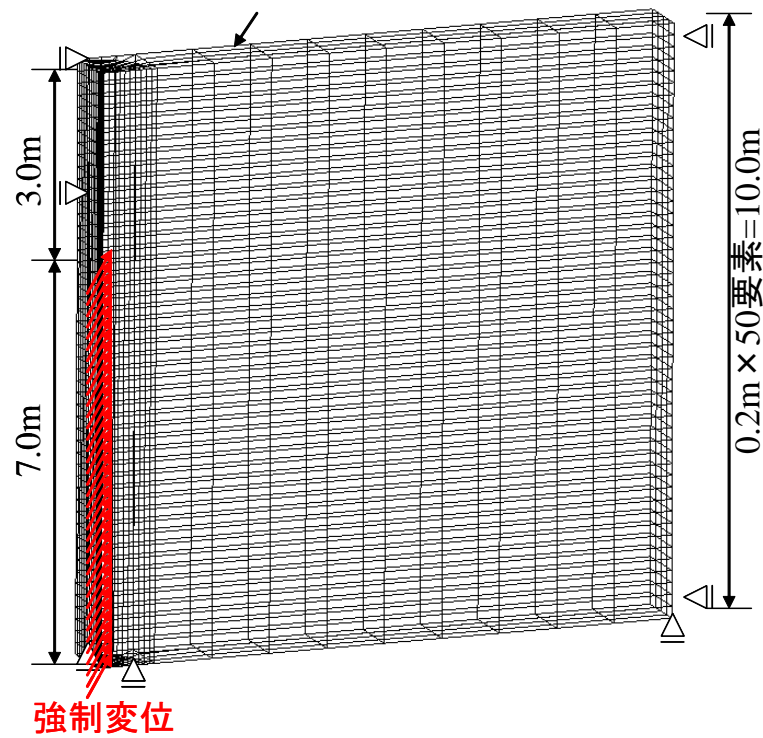


図-6.19 解析対象領域模式図



(a) x-y 平面図



(b) 全体図 (5800 要素)

図-6.20 有限要素メッシュおよび境界条件

表-6.2 解析ケース一覧

CASE	初期 比体積	壁厚 (m) (砂杭間隔/2)	参考改良率 a_s (正方形ピッチとした場合)
1-1	1.7	1.0	10%
1-2		0.7	20%
1-3		0.8	15%
1-4		1.2	7%
1-5	1.8	1.0	10%

(2) 解析結果

図-6.21 は CASE1-1 の比体積変化分布の推移を示す。砂圧入部周辺が大きく圧縮して締め固まっていることがわかる。また 1m 程度の離隔部まで圧縮しており、せん断による影響が現れている。図-6.22 は CASE1-1 の砂圧入施工時の平均有効応力分布を示す。砂圧入部近傍部の平均有効応力 p' が際立って大きくなっていることがわかる。

図-6.23 は CASE1-1 の GL-7m の砂圧入部直近、図-6.24 は 40cm 離隔部の土要素の挙動を示す。左上図は $q \sim \varepsilon_s$ 、右上図は $q \sim p'$ 関係(有効応力パス)、左下図は $\varepsilon_s \sim R, R^*$ 関係および右下図は比体積 $v \sim p'$ 関係を示す。初期状態を赤(R^* に関してのみ青)丸にて示す。砂圧入部直近の土要素は、砂圧入施工による強制変位によって、最大約 300%ものせん断ひずみが発生する。強制変位の位置が当該土要素の高さに到達するとき(図-6.23 中 a-b 間)、せん断ひずみが 200%から 300%に増加し、限界状態線 $q = M p'$ 上側で p' も q も大きく増加しピークに達する。これに伴い、比体積は大きく圧縮を示す。その後、強制変位の位置がさらに上に移動するに連れ(図-6.23 中 b-c 間)、 p' と q は減少するが、 $q = M p'$ 上側で強制変位を受けているときの応力パスよりも上側を辿る。すなわち、塑性膨張を伴いながら、比体積は大きく膨張を示す。この結果、砂圧入部近傍のこの土要素では、初期の状態より比体積が僅かに大きくなっている。一方、砂圧入部から若干離隔した土要素の挙動(図-6.24)は、総じて初期状態に対し比体積は減少し締め固まっている。砂圧入施工に伴うせん断に伴うコントラクタンシー(負のダイレイタンシー)によって地盤が大きく圧縮したことによる。まず、初期の大圧縮(図-6.24 中 a'-b'間)は、砂圧入による平均有効応力の増加に伴う弾性圧縮だけでなく、ゆるい砂が有する構造喪失によって生じる大きな塑性圧縮に起因する¹⁰⁾。後半の圧縮(図-6.24 中 b'-c'間)は、塑性圧縮を伴う硬化に起因するものである^{6),10)}。

図-6.25 は図-6.20(a)に赤破線で示した部分の砂圧入施工終了時における地盤地表面の鉛直変位～砂圧入部からの離隔距離関係を示す。全て初期比体積 $v=1.7$ の結果(CASE1-1～1-4)である。同図には改良率 a_s ごとに色分けして示している。地表面の鉛直変位量は、砂圧入部近傍は若干地表面が下がり、離隔 3m 程度までは変位が上方に発生する。離隔 3m 以上は砂圧入部からの離隔距離が大きくなるにつれて変位が減衰している。また、改良率が大きいほどみかけの砂圧入量は多いので鉛直変位(盛上り量)は大きくなる。なお、離隔距離 5m 以上では鉛直変位が 0.2cm 程度増加する傾向がみられるが、これは解析領域を水平方向に 10m としたためで、図-6.20 中に青色で示す面の鉛直方向の拘束条件を応力境界としたため、側方の拘束が無くなり発生したものである。一方、図-6.26 は地中(GL-3m)の同様な図を示す。ここでは砂圧入部近傍ほど大きな値を示している。砂圧入部近傍では鉛直変位量 7cm 程度が発生し、距離に応じて減衰する。GL-3m の鉛直変位に対し、地表面鉛直変位量は減少していることがわかる。これは、地表面まで比体積が一樣な地盤を想定しており、土被り部(GL-0m～3m)の体積圧縮により変位を吸収していることによる。図-6.27 で

は CASE1-1 での図-6.20(a)に示す地点での、砂圧入施工終了時点における側方変位の地中分布を示す。砂圧入部直近では砂圧入量分の側方変位(27.5cm)が発生するが、砂圧入部からの離隔距離が大きくなるにつれて側方変位の値は減衰することがわかる。

さらに、比体積 $v=1.8$ とゆるく設定した砂地盤に対する解析結果(CASE1-5)を示す。図-6.28 は地表面の鉛直変位～砂圧入部からの離隔距離の関係、図-6.29 は地中(GL-3m)の鉛直変位～砂圧入部からの離隔距離の関係を示す。これより、地中の発生変位も比体積 $v=1.7$ の解析結果に比べ小さくなっており、さらに地表面は沈下している。これは地盤がゆるいため、砂圧入施工に伴うせん断に伴うコントラクタンシーがより大きく表れたことによる。地中(GL-3m)では鉛直・側方変位とも押し出す方向に発生している。このように、周辺地盤の変位は地盤の状態にも大きく影響されることがわかる。

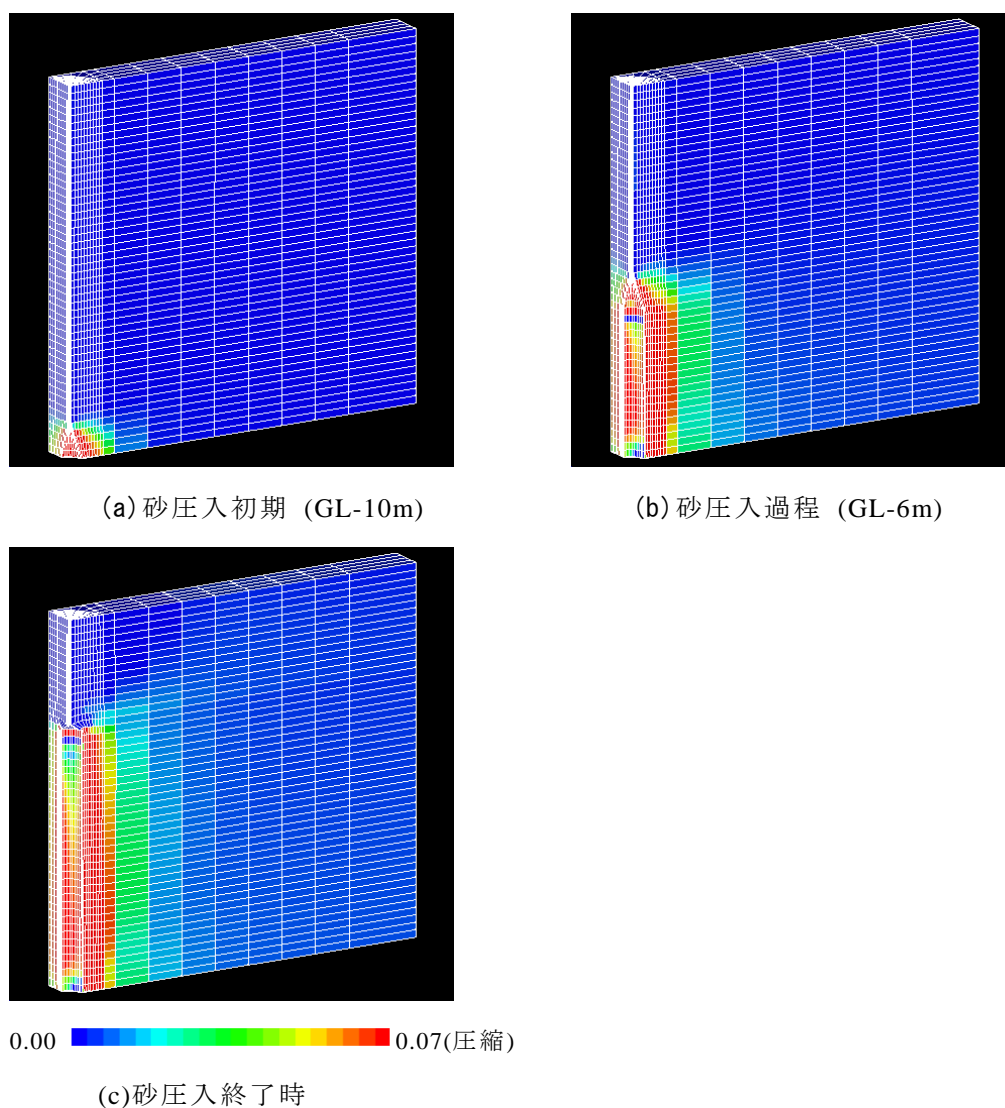
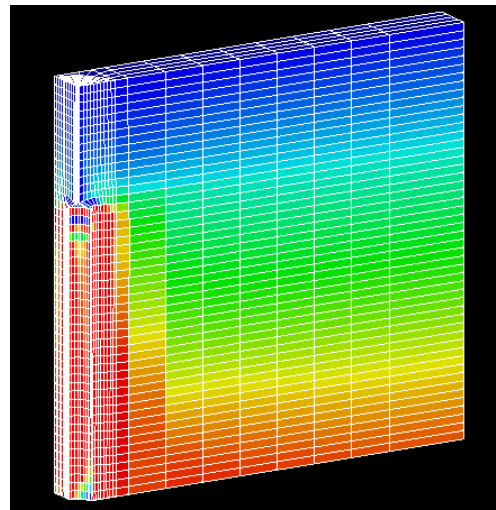


図-6.21 比体積変化分布 (CASE1-1)



0 100kPa 以上

図-6.22 平均有効応力分布 (CASE1-1, 砂圧入終了時)

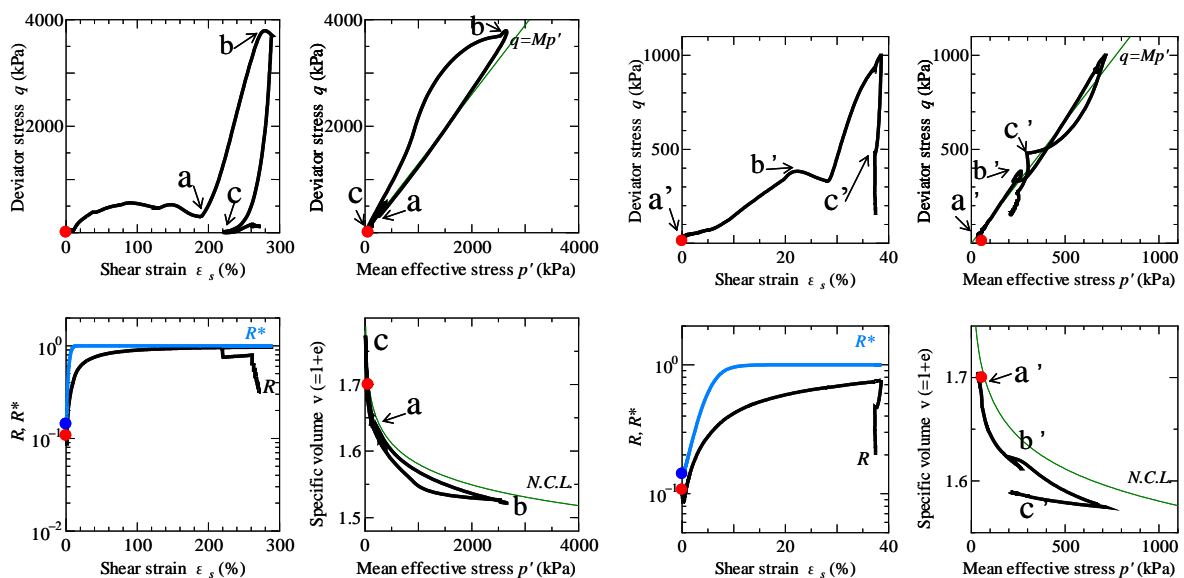


図-6.23 砂圧入部直近要素の挙動
(GL-7m, CASE1-1 中密砂)

図-6.24 砂圧入部より40cm 離隔部要素の挙動
(GL-7m, CASE1-1 中密砂)

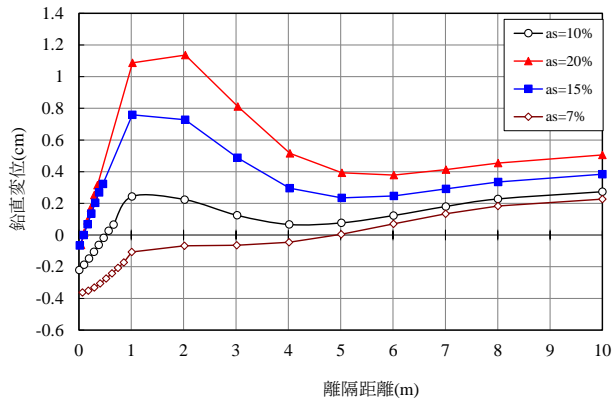


図-6.25 地表面鉛直変位分布
(初期比体積 $v=1.7$ 中密砂)

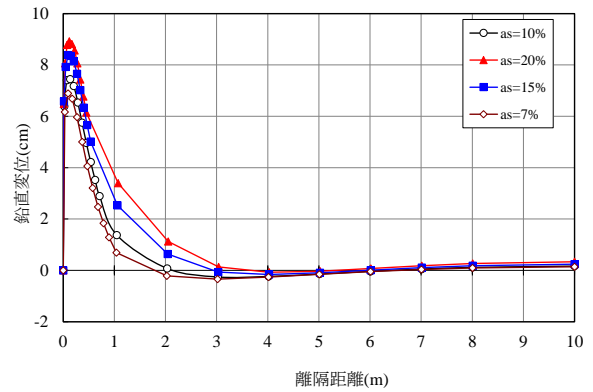


図-6.26 地中 (GL-3m) 鉛直変位分布
(初期比体積 $v=1.7$ 中密砂)

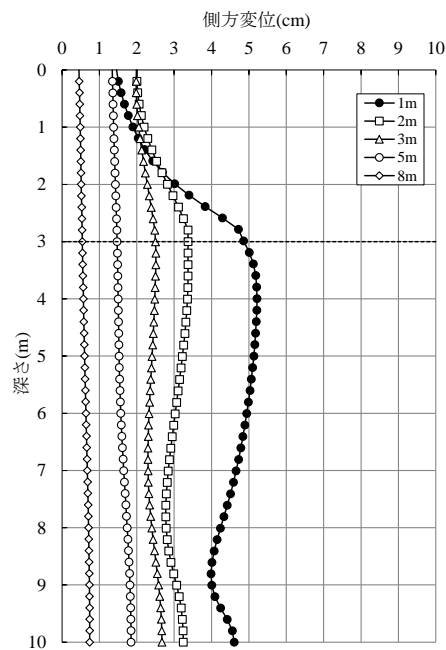


図-6.27 地中側方変位分布 (CASE1-1)

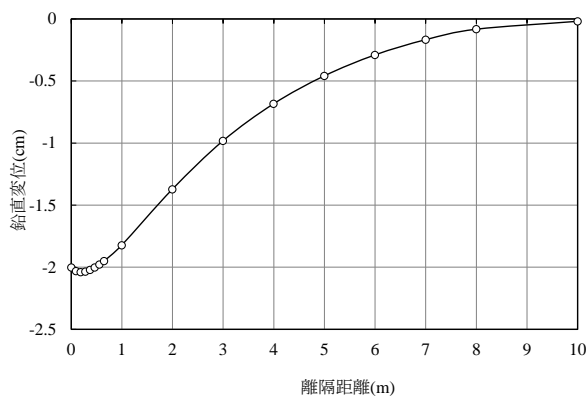


図-6.28 地表面鉛直変位分布
(初期比体積 $v=1.8$ ゆるい砂)

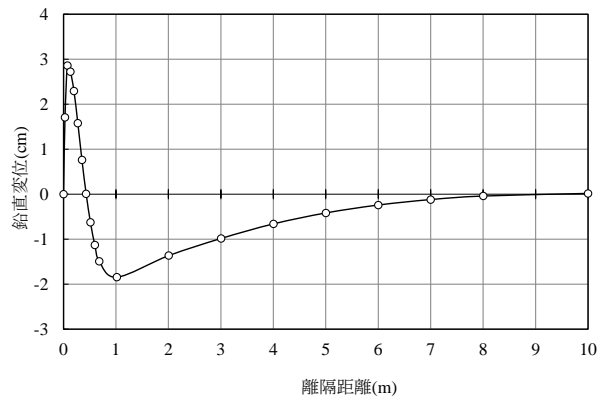


図-6.29 地中 (GL-3m) 鉛直変位分布
(初期比体積 $v=1.8$ ゆるい砂)

(3) 実務で行われる解析との比較考察（地盤を弾性体とした場合との比較）

ここでは、弾塑性体としての地盤のモデル化の重要性を説明するため、地盤を弾性体と仮定して同様な解析を実施し、結果を比較する。周辺地盤を N 値 10 程度の剛性(弾性係数 $E=7,000\text{kPa}$)を有する¹¹⁾2 相系弾性体として設定した。他の条件に関しては前項と同様である。弾性体地盤の材料定数を表-6.3 に示す。

図-6.30 は地表面の鉛直変位～砂圧入部からの離隔距離関係、図-6.31 は地中(GL-3m)の鉛直変位～砂圧入部からの離隔距離関係を示す。前項の弾塑性体の地盤の傾向と全く異なることがわかる。まず、GL-3m の地中鉛直変位分布をみると、砂圧入部近傍で沈下(圧縮)している。これは砂圧入施工による強制変位により、大きな力が加わることで有効応力が増加し弾性圧縮が発生したためである。図-6.32 には有効応力分布を示すが、砂圧入部近傍に極めて大きな有効応力が発生していることがわかる。また、離隔距離が大きくなるにつれ、砂圧入過程により発生した変位が影響し減衰せず鉛直変位が大きくなり地盤は盛り上がる。地表面鉛直変位も砂圧入部近傍では沈下(圧縮)量が若干低減するものの、GL-3m とまったく同様の傾向となる。通常の実施工では、施工域近傍が大きく盛り上がり、離隔距離が大きくなると盛り量は減衰し、ほぼ施工深度程度の離隔距離で影響は僅かとなる⁹⁾。弾性体による解析では、この周辺地盤の鉛直変位の距離減衰傾向は記述できないことを強調しておく。また、施工領域の取り方(境界条件)に強く変形結果が左右されることも言及される。

表-6.3 弾性体地盤の材料定数

<弾性パラメータ>	
弾性係数 E	7,000kPa
ポアソン比 ν	0.3
透水係数 k (cm/sec)	3.0×1.0^{-2}
土粒子の密度 ρ_s (g/cm ³)	2.65
<初期値>	
比体積 v	1.70
応力比 K_0	0.50

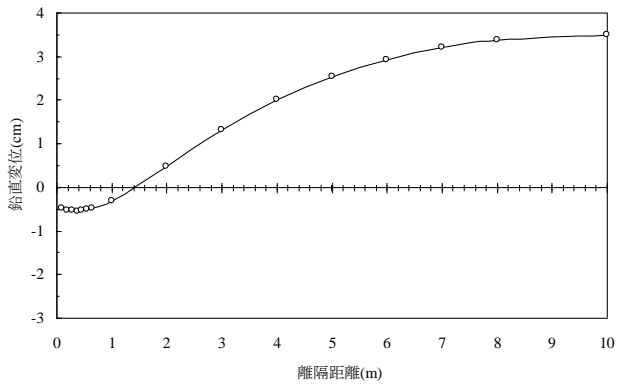


图-6.30 地表面鉛直変位分布(弾性体)

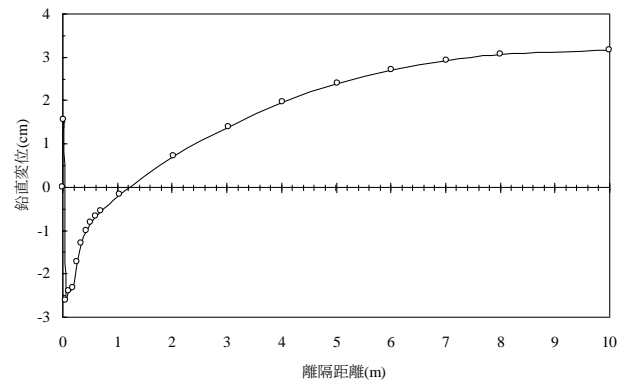


图-6.31 地中(GL-3m)鉛直変位分布(弾性体)

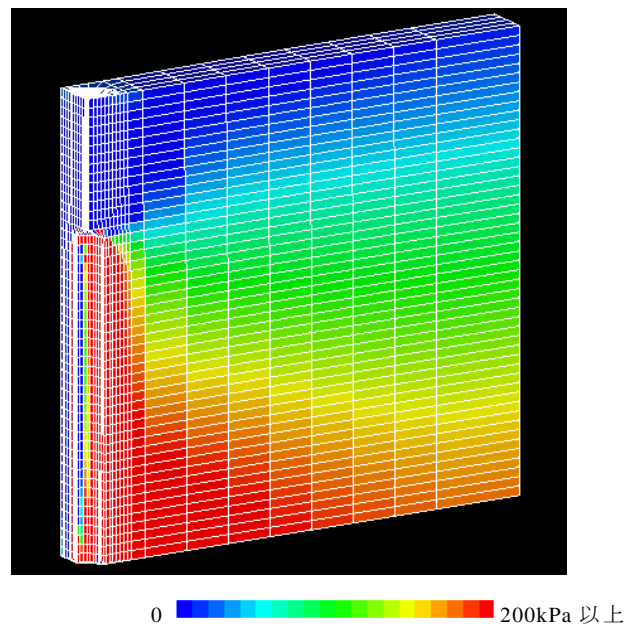


图-6.32 有効応力分布(砂压入終了時)

6.5 三次元弾塑性解析による近接構造物に発生する側圧の検討

(1) 解析条件

本節では、砂圧入式静的締固め工が地盤を介して周辺構造物に与える影響として周辺構造物に作用する側圧を調べる。この際、本来であれば、ターゲットとなる構造物を含めてのモデル化が必要となるが、本論文では、節点の境界条件を固定にすることで構造物があることを模擬する。この条件下において、構造物に発生する側圧の砂圧入式静的締固め工施工位置からの離隔距離との関係を調べる。

砂圧入施工の際の安全な離隔距離を検討するため、まず砂圧入部からの構造物位置(離隔距離)をパラメータとした解析を実施した。図-6.33は解析に用いた有限要素メッシュ図を示す。砂圧入部より表-6.4に示す離隔距離を有するCASE2-1～2-6の6ケースの有限要素メッシュを用意し、構造物想定位置の節点(図-6.33(b)中の赤色塗潰した面に存在する節点)について全方向固定境界(変位を拘束)とした。その他の解析条件は前節と同様である。砂圧入施工の深度も同じくGL-10mよりGL-3mまでのL=7mの施工過程をシミュレートして地盤反力(側圧)を求めた。続いて、改良率による影響を調べるために、CASE2-7～2-8の3ケースの改良率を模擬した壁幅のメッシュを用意し解析する。

(2) 解析結果

図-6.34は、CASE2-1～2-6の解析結果として、構造物を想定した離隔部(全方向固定境界部分)における側圧分布を示す。縦軸に施工深度、横軸に離隔部の側圧(地盤反力)を表す。施工深度1m毎にその施工位置における地盤反力をプロットしたものである。なお、各節点の反力は同時点同深度においても平面的な位置により値は異なる。したがって、ここでは同深度にある当該節点のx方向の等価節点力の増分を合計し、それを、当該節点を含む有限要素全面積で除すことで平均化し側圧を求めた。図-6.35は、砂圧入部の拡張反力を示す。拡張反力とは、所定の強制変位を与える際に必要となる力である。これも、砂圧入部にある節点の水平方向の等価節点力の合力の増分を、該当節点の分担面積で平均化して求めた。また同図も施工深度1m毎にその施工位置における拡張反力をプロットしたものである。図-6.34、図-6.35とも砂圧入部から構造物想定位置までの離隔距離ごとに整理している。図-6.34から、変位と同様、離隔距離が大きくなるにつれ側圧は減少し、特に離隔位置1mから1.5mとの間の低減量が大きいことがわかる。ただし、図-6.35に示すように、有限要素メッシュが解析ケース毎に異なるため、拡張反力自体に差異があることに注意する。本地盤(初期比体積 $v=1.7$)の場合、離隔部の地盤反力(側圧)は、拡張反力の概ね10%程度となっていることがわかる。このことは、近接構造物を有する地盤に砂圧入式静的締固め工法を適用する場合は、砂圧入に必要な圧力を制御し締固め量を管理する方法を開発すれば、有用な方法となりうることを示唆している。

図-6.36, 図-6.37 は改良率の影響を調べた解析結果(CASE2-1 および CASE2-7~2-9)を示す。離隔距離 1m とした場合の地盤反力(側圧)および拡張反力である。これより, 地盤反力の応答値は改良率にも影響されることがわかる。ただし, これも拡張反力が当然ケースごとに異なる点に注意を要する。また実務を想定してこの解析結果を見た場合, 特に改良率 $a_s=15\%, 20\%$ の結果の拡張反力は施工時に必要な油圧ポンプの能力値(6~7MPa 程度)を超えていることになる。これは, 本解析では実務では行わない(設計において変形や圧力を過大に想定する安全側の)構造物側面に平行な直線的同時施工を仮定していること, 近接構造物側離隔部の境界条件を固定にしているために大きな反力を必要としたことなどが要因に挙げられる。また後者については, 近接構造物を考慮した解析や設計を行う際には, 構造物と地盤の境界のモデル化が重要なことを示唆している。

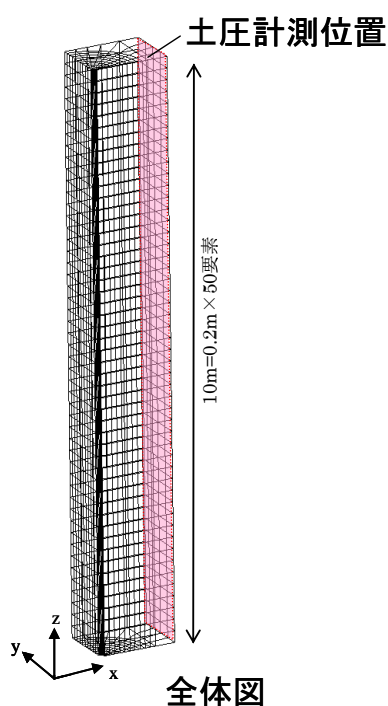
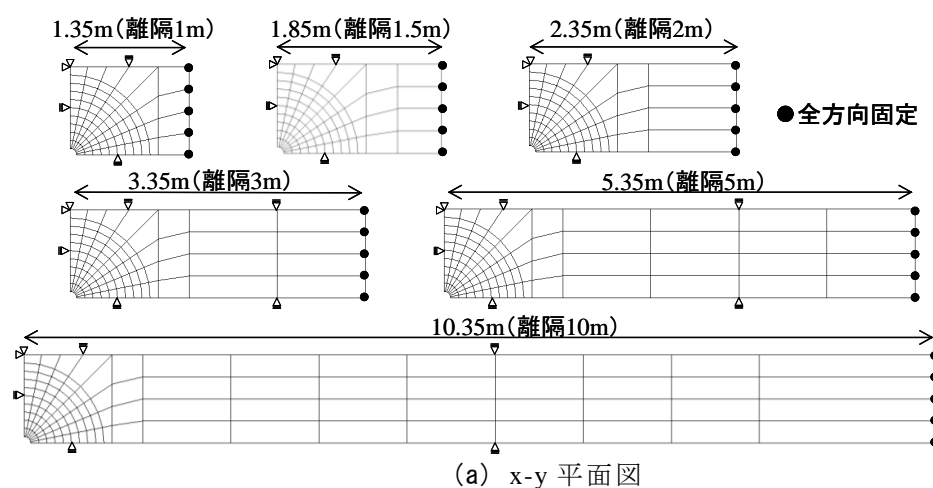
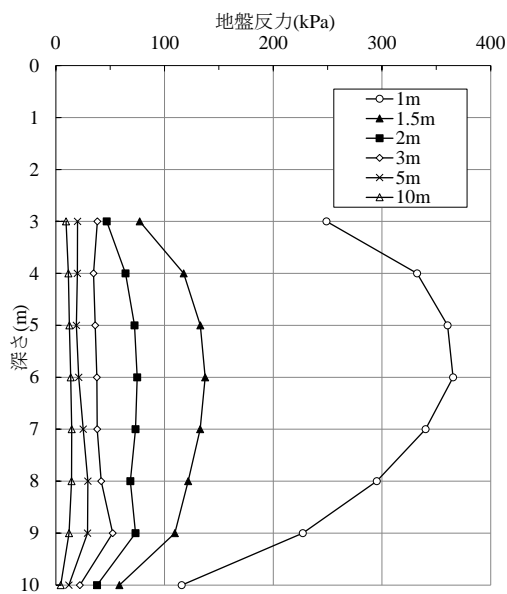
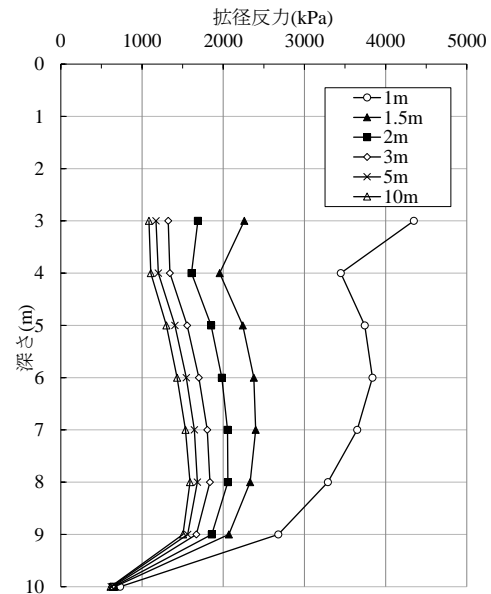
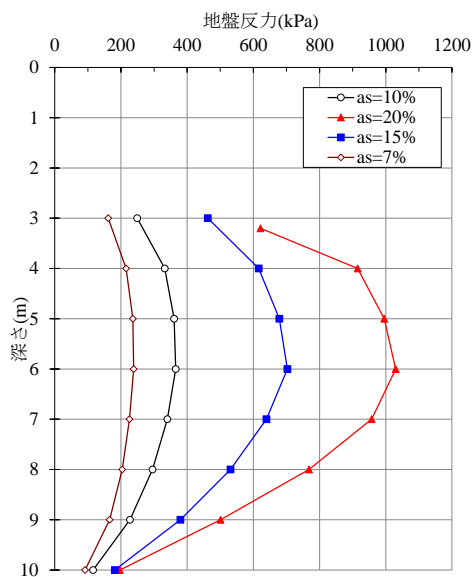
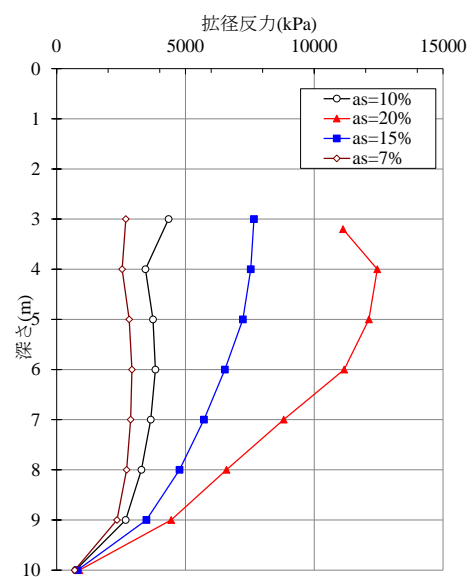


図-6.33 有限要素メッシュ

表-6.4 解析ケース一覧

CASE	初期 比体積	壁厚 (m)	参考改良率 a_s	離隔距離(m)
2-1	1.7	1.0	10%	1.0
2-2				1.5
2-3				2.0
2-4				3.0
2-5				5.0
2-6				10.0
2-7	0.8	0.7	20%	1.0
2-8		0.8	15%	
2-9		1.2	7%	

図-6.34 構造物想定位置の地盤反力(側圧)分布
(CASE2-1~2-6 $a_s=10\%$)図-6.35 砂圧入部の拡張反力分布
(CASE2-1~2-6 $a_s=10\%$)図-6.36 構造物想定位置の地盤反力(側圧)分布
(CASE2-1, CASE2-7~2-9 離隔距離 1m)図-6.37 砂圧入部の拡張反力分布
(CASE2-1, CASE2-7~2-9 離隔距離 1m)

6.6 改良地盤の実務で用いる地震応答解析のための物性設定の考察

前節までの三次元弾塑性解析を用いて地震応答解析を行えば、改良後の地盤応答が求まる。この結果を用いて、応答変位法の作用力として用いることは可能であるが、序論で述べたように地盤と構造物の動的相互作用をそのまま計算するのは実務的とはいえない。そこで、今回行った三次元弾塑性解析を用いれば、構造物周辺の応力や変位の状態がわかるだけでなく、密度の増加程度（比体積の変化、間隙比の変化）や有効応力（有効拘束圧）の空間分布もわかることを利用し、実務で用いる汎用解析コードの地盤改良物性を入力する方法を本節では示す。

例えば、図-6.21 及び図-6.22 から、改良により密度（比体積）や平均有効応力 p' が大きく増加するのは杭径程度の範囲であり、要素サイズがやや大きくなる部分と位置が重なっている問題はあるものの、それ以遠は急激に改良効果が減っていることが代表的な砂地盤でわかった。

これらは、実務で用いる地震応答解析の入力物性設定の参考となる。例えば、液状化強度に密接に関係する相対密度 D_r は、解析結果から得られる間隙比 e を用いて次式で計算できる。

$$D_r = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}} \times 100$$

e_{\max} ：最大間隙比、 e_{\min} ：最小間隙比は、改良前の物理試験からわかる。

また、検討に用いた弾塑性有限要素法を用いれば、解析結果から得られる有効応力 p' を用いて、次式に示す Meyerhof(1957)の式¹²⁾から N 値も推定できる。

$$D_r = 21 \sqrt{\frac{N}{\frac{p'}{98} + 0.7}}$$

つまり、実務で用いる地震応答解析の入力物性設定の手助けとして使用することができ、従来既設構造物への影響評価で用いられている弾性解析では得られない情報である。

このようにして、土質力学に立脚した弾塑性解析を行えば、改良後の締り具合を定量的につかむことができるので、既往の経験式を用いることが可能となり、従来から実務でよく用いる N 値と物理試験の結果から簡便に解析パラメータを決めて地震応答解析を行うスキーム¹³⁾を使って、構造物周辺地盤の液状化対策後の地震応答解析を行うことができる。

新設で行う大規模な改良を行う場合は、改良範囲を面的に平均化して評価する既往の改良率を定める設計手法¹⁴⁾で問題ないが、既設構造物周辺に密度増大工法を適用する場合、その改良程度を空間的にとらえておくことは重要である。

ただし、従来から評価で用いられている改良範囲の考え方¹⁵⁾における不安定領域（地震により過剰間隙水圧が伝播し、改良効果を見込めない範囲）を設定することは非常に重要

で、実務で用いる解析の多くは既に1章序論の現状と課題で述べたように過剰間隙水圧の伝播を表現できないので、本章の方法で得られた改良効果の空間分布をそのまま用いると危険側の評価になることに十分留意する必要がある。

6.7 まとめ

砂圧入式静的締固めによる周辺地盤および近接既設構造物に及ぼす影響を、既往の影響事例を調査してまとめた。また、弾塑性水～土連成有限変形解析を用いて、三次元条件で検討した。以下に得られた知見を示す。

- ① 影響範囲は改良体下端から 45° の範囲であり、改良体に近いほど地表面は盛り、離れるほど変化は小さくなる。
- ② 周辺地盤の変位に及ぼす影響について、地表面および地中発生変位の距離に伴う減衰(距離減衰)特性を把握した。砂地盤を **SYS** カムクレイモデルによる弾塑性体でモデル化し、ゆるい場合には地表面が沈下、中密の場合には盛り上がる傾向を示した。また、施工域からの離隔距離が大きくなると盛り量量は減衰する結果を得ることができた。
- ③ 実務でよく用いる弾性体を仮定した地盤の解析では、離隔距離が大きくなるにつれ、砂圧入過程により発生した変位が影響し減衰せず鉛直変位が大きくなり地盤は盛り上がる結果となった。これは既往の実測結果とは異なっており、周辺地盤を土質力学に立脚した弾塑性体による適切なモデル化することの重要性を示した。
- ④ 地盤を介して砂圧入時に近接構造物が地盤から受ける側圧に及ぼす影響については、離隔距離が増えると側圧は低減される傾向にある。今回の中密な砂地盤では、離隔位置 1m の場合で概ね拡張反力の 10% 程度の側圧となることがわかった。
- ④ 改良効果の大きな範囲は、改良体からその直径程度の範囲であった。
- ⑥ 「締固め」を原理とした地盤改良工法の周辺地盤・構造物に及ぼす影響については、事前に定量的に予測／評価することが非常に困難であり、これまでは実績や逆解析的な手法に頼る場合がほとんどであった。しかし、本手法は、施工過程をできる限り再現して周辺影響を検討できるため、施工条件を解析的に照査することができる可能性を示した。
- ⑦ 本手法により改良後の地盤状態を推定すれば、土質力学に立脚した解析手法であるがゆえに、既設構造物周辺での N 値分布をこれまで実務でよく用いている経験式等から推定し、実務でよく用いる地震応答解析の入力物性を決める有用な資料を提供できる。

なお、一連の検討スキームは、多くの実績がある同種の改良メカニズムである静的締固め砂杭工法に展開することも可能であり、本論文の方法を現場条件に応じて用いることで、2章で提案した構造性能評価手法と併せ、液状化対策を検討することが可能となる。

【参考文献】

- 1) Asaoka, A., Nakano, M. and Noda, T.: Superloading yield surface concept for highly structured soil behavior, *Soils and Foundations*, Vol.40(2), pp.99-110, 2000.
- 2) Asaoka A., Noda T., Yamada E., Kaneda K. and Nakano M.: An elasto-plastic description of two distinct volume change mechanics of soils, *Soils and Foundations*, Vol.42(5), pp.47-57, 2002.
- 3) Asaoka, A. and Noda, T.: All soils all states all round geo-analysis integration, *International Workshop on Constitutive Modelling - Development, Implementation, Evaluation, and Application*, Hong Kong, China, pp.11-27, 2007.
- 4) Noda, T., Asaoka, A. and Nakano, M.: Soil-water coupled finite deformation analysis based on a rate-type equation of motion incorporating the SYS Cam-clay model, *Soils and Foundations*, Vol.48(6), pp.771-790, 2008.
- 5) 今井優輝, 大林 淳, 福島信吾, 伊藤竹史: 砂圧入式静的締固め工法(SAVE-SP 工法)の改良効果と適用事例, 第54回地盤工学シンポジウム論文集, pp. 579-584, 2009.
- 6) 野田利弘, 中野正樹, 水野和憲, 竹内秀克: 砂杭造成によるゆるい砂質地盤の締固め効果に関する水～土連成解析, 地盤工学論文報告集(*Soils and Foundations*) ,41(4),pp.113-123,2001.
- 7) 山田英司, 浅岡顕, 野田利弘, 森川修行: 砂杭造成による砂質地盤の締固めの水～土連成解析, 第37回地盤工学研究発表会, pp. 513-514, 2002.
- 8) Noda, T., Asaoka, A. Nakano, M., Yamada, E. and Tashiro, M.: Progressive consolidation settlement of naturally deposited clayey soil under embankment loading, *Soils and Foundations*, Vol.45(5), pp.39-51, 2005.
- 9) Nakano, M., Yamada, E. and Noda, T.: Ground improvement reclaimed land by compaction through cavity expansion of sand piles, *Soils and Foundations*, Vol.48(5), pp.653-672, 2008.
- 10) (社)地盤工学会: 打戻し施工によるサンドコンパクションパイル工法 設計・施工マニュアル, pp.157-182, 2009.
- 11) (社)地盤工学会: 地盤調査の方法と解説 第6編 サウンディング, p.268, 2007.
- 12) Meyerhof, G. G.: Discussion on research on determining the density of sand by spoon testing, *Proc. of 4th ICSMFE*, Vol. III, pp.110. 1957.
- 13) 森田年一, 井合進, Hanlong Liu, 一井康二, 佐藤幸博: 液状化による構造物被害予測プログラム FLIP において必要な各種パラメータの簡易設定法, 港湾技研資料 No.869, 1997.06.
- 14) (社)地盤工学会: 打戻し施工によるサンドコンパクションパイル工法 設計・施工マニュアル, pp.96-102, 2009.

-
- 15) (社)地盤工学会：打戻し施工によるサンドコンパクションパイル工法 設計・施工マニュアル，pp.88-89，2009.

第7章 結論

本論文は、一般に実務で用いる耐震性能評価のスキームの範囲で、既設地中構造物・基礎杭の耐震対策のための作用評価と構造性能評価の高度化を目指したものである。特に具体的に想定したのは、鉄筋比が比較的小さい鉄筋コンクリート製地中ボックスカルバート構造物や比較的軽量の線状の上部構造物の基礎杭である。これらの構造物のBCP/BCMを念頭にした要求性能を考慮のうえ、作用側の地盤および構造物それぞれの評価について検討することで、耐震対策のための作用評価と構造性能評価を高度化する方法を提案した。

以下に、各章で得られた結論を示す。

第1章は序論であり、研究の背景、特に兵庫県南部地震以降の耐震性能評価手法の変遷とBCP/BCMの動きから、損傷した設備の地震後復旧性、使用性を考え地震前・中・後の対応策定を図るため、想定される地震動に対する設備の性能評価をより具体的に把握する研究の必要性が生じている状況を述べた。そして、鉄筋コンクリート製地中構造物や基礎杭の耐震性能評価における現状と課題を概括し、本論文の研究目的が、ハンドリング等から現実的に使用可能な解析ツールを用いて、対象設備のBCP/BCM策定に必要な耐震性能評価を高度化することを述べた。

第2章では、これまであまり検討されていない鉄筋比が比較的小さい鉄筋コンクリート製地中ボックスカルバートを対象として、地震時損傷評価手法を検討した。部材の一部をモデル化した供試体による正負交番載荷実験を実施し、その繰返し荷重作用下の変形性能、ひび割れ発生状態、鉄筋ひずみの挙動および、ハンチ筋の力学的効果を明らかにした。対象とした構造物は、変形性能に富んだ挙動を示し、部材角1/30（降伏変位の10倍）まで載荷した大変形時でも、耐力が大きく低下することはなかったこと、コンクリートの圧壊損傷はほとんど生じないという、地震時耐震性能照査にとって重要な知見を得た。したがって、地震後の機能確保という観点からは、鉄筋降伏を許容した評価が可能となる。しかし、ひび割れ幅はひびわれ分散性の高い鉄筋比の大きな部材の構造物より大きく、塩害環境下にある地中構造物で地震後補修せずに使用する場合、耐久性の面で不利である。

そこで、鉄筋コンクリート構造物の損傷状態まで考慮できる非線形有限要素法解析と実務で用いるファイバーモデルにより、耐久性（塩害劣化）を評価するための実構造物レベルの曲げひび割れ幅の検討を行い、部材高さ程度で分割した各要素のひずみを用いて、鉄

筋コンクリート示方書のひび割れ間隔で積分し得られる変位をひび割れ幅として評価する方法を提案し、その妥当性を示した。

第3章では、軟弱粘性土地盤に建設された杭を対象として、地震時の地盤応答がその杭に及ぼす極限地盤反力を検討した。現状では仮定を設けた理論解を用いて極限地盤反力を設定していた。そこで、地盤が単杭をすり抜ける際の2次元挙動を模型実験で確認し、地盤反力度は杭径の約10%程度の変位時点においてピーク（極限地盤反力度）となること、それ以降はほぼ完全塑性的挙動であり、非排水せん断強度の12～13倍程度であることを明らかにした。また、杭周辺地盤に設置した標点観察から、杭周辺地盤の回り込みやすり抜け変形を確認し、その変形する領域は杭中心から杭径の2.5～3倍程度の範囲であること、同様の結果を剛塑性有限要素法解析でも確認した。

そして、この解析手法でいくつかの数値実験を行い、フリクションカットにより杭周面がスムーズな場合、従来の設計方法で良いこと、杭打設により杭周辺地盤が強度低下すると、極限地盤反力度が大幅低下し、その感度が大きいことを明らかにした。さらに、群杭の極限地盤反力度は、杭中心間隔を5.0D離せば単杭と同等の値となること、群杭効果の感度は比較的小さいことを示した。設計・照査において安全側評価を行う観点からは、単杭の評価を行っておけば実務上十分であるという結論を提示した。

また、極限地盤反力度の既往設計基準類評価は、上部構造物に作用する地震時慣性力を杭が受け止める範囲に対して安全側評価となるが、それ以深の杭に関して杭に作用する土圧が小さくなるため、危険側の評価となるという耐震性能評価上重要な知見を得た。これには、非排水せん断強度の12～13倍程度の極限地盤反力度を設定することが安全側評価となることを提案した。

第4章では、高強度プレストレストコンクリート杭を対象として、基礎に作用する地震時転倒モーメントにより発生するこれまで実験結果の少ない引張および低圧縮軸力下における終局せん断耐力について検討した。杭の地震時挙動を想定して、正負交番載荷を逆対称モーメント状態で実物大実験を行い、軸力が圧縮側に増加するにつれ初期剛性や最大耐力が向上する一方で、最大耐力時変形角が低下することを確認した。また、これまで同種の実験で計測されてこなかった鉛直変位の変化を分析することで、せん断ひび割れでなく最大荷重を終局せん断耐力と考えればよいことを示した。しかし、最大耐力や変形性能が正負交番載荷により小さくなることに注意が必要であること、地震時の地盤の応答変位を考慮した場合にみられる逆対称曲げモーメント形式で得られた終局せん断耐力は、これまで多く行われてきている単純梁形式で行われたものより小さくなる傾向があり注意する必要があることを示唆した。

一方、ひびわれ進展やポストピーク挙動を含む評価への適用性を確認した剛体バネモデルによる三次元解析による検討も行い、せん断スパン比の影響は、 $a/d=1.5$ を超えると、せん断破壊の場合と曲げ破壊の場合が混在するようになること、 $a/d=2$ では、曲げが支配的な挙動を示すが、軸圧縮力が大きくなるとせん断挙動が支配的となることを明らかにした。さらに、杭径を大きくしていくと、よりせん断破壊が支配的となる傾向であること、今回の諸元でのスパイラル筋は、せん断耐力に影響を及ぼさないことも示した。

以上の検討結果に基づき、既往の設計評価式は軸力の影響をやや過小評価しており、引張や低軸圧縮力下では安全余裕が少ないことに注意が必要であることを明らかにし、設計における軸力の効果に対し既往評価式を見直したせん断耐力評価式を提案した。

第5章では、4章に引き続き高強度プレストレストコンクリート杭を対象として、杭周辺地盤による拘束効果による曲げ変形性能について検討した。地盤の拘束効果を模擬したエアバッグを用いて、正負交番載荷実験を実施し、軸力に対する性能を保持したうえで、拘束圧のレベルに応じて、軟化域の変形性能が向上することを確認、最終的な破壊モードは、PC鋼線の破断は生じず、コンクリートの圧縮破壊となるという知見を得た。また、脆性破壊する高強度コンクリートの拘束圧依存性を考慮したひずみ軟化特性を、新たに提案した Popovics 式を硬化域と軟化域に分け、実験結果のフィッティングによって軟化域のポストピークパラメータを拘束圧との関係で明らかにした。そして、 $M-\phi$ モデルに基づいてテトラリニアモデルを構築し、これを実務でよく用いられる汎用有限要素法解析コードの部材特性に軟化域を表現できる原点指向・武田混合型を新たに導入して解析した。その結果、実験結果を概ねシミュレーションでき、実務への適用性を確認できた。

さらに、4章で用いた剛体バネモデルを曲げ変形問題にも適用し、繰返し載荷回数のポストピーク挙動への影響を検討した。その結果、10回繰返しを行っても最大荷重以前では繰返しの影響は現れないこと、一方、最大荷重以降は繰返し回数の影響が生じ、10回繰返しを行うことにより1, 3回繰返しよりも定変位での荷重低下が著しいこと、荷重低下はあるところで一定値となる傾向にあることを示した。解析結果に基づき、繰返し載荷回数毎に提案したポストピークパラメータと拘束圧の関係式を作成し、地盤の拘束効果を考慮した曲げ変形性能を評価可能なモデルを提案した。

第6章では、地震時に液状化が発生することが想定される既設構造物周辺地盤を対象とし、低コストで近年開発された砂圧入式静的締固め工法の施工による周辺地盤や近接既設構造物に及ぼす影響を、改良効果の地震応答解析への反映も念頭に置いて検討した。

まず、既往の施工時における周辺地盤への影響に関する計測実績を調査し、圧入した砂杭下端から 45° の範囲が影響することを見出した。そして、3次元弾塑性有限要素法によ

る水～土連成解析を用いて、周辺地盤の変位に及ぼす影響について、地表面および地中発生変位の距離に伴う減衰(距離減衰)特性を把握、ゆるい砂地盤の場合には地表面が沈下、中密の場合には盛り上がる傾向を示した。さらに、施工域からの離隔距離が大きくなると盛り上り量は減衰する結果を示した。これに対し、実務で用いる弾性体を仮定した地盤の解析では、離隔距離が大きくなるにつれ減衰せず鉛直変位が大きくなり地盤は盛り上がる結果となり、既往の実測結果とは明らかに異なる結果を得、周辺地盤の弾塑性体による適切なモデル化の重要性を示した。

地盤を介して砂圧入時に近接構造物が地盤から受ける側圧に及ぼす影響は、離隔距離が増えると側圧は低減され、中密砂地盤では、離隔位置 1m で概ね拡張反力の 10%程度の側圧となることがわかった。また、改良効果の大きい範囲は、砂杭からその径程度であった。

本手法は、施工過程をできる限り再現して周辺影響を検討できるため、施工条件を解析的に照査できる可能性を示した。そして、本手法により改良後の地盤状態を推定すれば、既設構造物周辺での改良効果の空間分布を把握することが可能であり、これまで実務でよく用いている経験式等から実務で用いる地震応答解析に必要な液状化強度などの入力物性を推定する有用な資料を提供できることを示した。

第7章では、本論文で得られた知見を整理するとともに、新たに提案できた手法について概括することで結論とした。

以上、本論文は、実験と最新の解析を組み合わせることで得られた結果を実務で使用できる形にまとめたもので、その検討過程で得られた多くの知見は、今後のさらなる同種の信頼度向上を目指した研究を行う際、有益な情報を与えることができると考えられる。

謝 辞

本論文の内容は、2008年から2015年の8年間取り組んだ既設構造物の耐震評価と対策に関する検討を取りまとめたものです。その間貴重なご意見、ご教示、ご指導いただき、本論文のとりまとめや、本論文に関わるコンクリート構造の実験・解析に際し、終始懇切丁寧なご指導と暖かいご鞭撻を賜りました名古屋大学大学院教授 中村光先生には、深く感謝の意を表すとともに、厚くお礼申し上げます。先生には、本論文の内容の他、コンクリート構造物に関わる耐震性能評価の関係で、基本的なところから多くのことを教えていただきました。

本論文に対し貴重なご意見をいただきました名古屋工業大学大学院教授 梅原秀哲先生、名古屋大学大学院教授 中野正樹先生、同 野田利弘先生に感謝いたします。

梅原先生は、著者が再生骨材コンクリートの設計施工指針作成の土木学会委員会にはじまり、既設地中構造物の耐震対策を行う際の材料に関するご指導など、当時副学長の激務の中時間をとっていただき、本論文以外の技術的課題に対しても貴重なご意見をいただけてきました。

中野先生は、日頃から GEOASIA 研究会でお世話になるだけでなく、論文作成過程で生じた問題を、お忙しい中いつもこころよくご指導していただきました。

野田先生は、本論文の GEOASIA の解析だけでなく、本論文をまとめる際、多くのご指導・ご鞭撻を非常に細部にまで受け賜ることができました。また、中村先生と同じく耐震評価全般に対する技術指導を通して、地盤の地震時応答解析や地盤の変形・破壊挙動を予測・評価する技術について、非常に多くのことを学ばさせていただきました。

長岡技術科学大学大学院教授 大塚悟先生には、本論文で行った模型実験や剛塑性有限要素法解析だけでなく、学生時代の先輩として今日にいたるまで研究だけでなく多くの相談にのっていただきました。いつもあたたかいお言葉をかけていただき、発散しがちな私の思考をうまくリードしていただきました。地震時の杭のすり抜け効果の評価方法は、液状化地盤において多くの研究成果がありましたが、粘性土地盤に対してはほとんど無く、軟弱な粘性土地盤ならある程度は杭体が地盤を壊してくれるだろうという発想がスタートで、長い間つきあっていただきました。本当に心より感謝申し上げます。

同じように本論文に関わる内容だけでなく、耐震評価全般について有識者として貴重なご意見、ご教示、ご指導いただきました名古屋大学名誉教授 浅岡顕先生（現：財団法人地震予知研究振興会）、東京大学大学院教授 前川宏一先生、株式会社電力計算センター代表取締役社長 當麻純一氏、東北大学大学院准教授 河井正先生、財団法人電力

中央研究所 宮川義範氏にも心よりお礼申し上げます。

浅岡先生には、大学院博士課程前期の２年間、修士論文をご指導していただいた時から、多くのことを大所高所から教えていただきました。先生の普段表立ってお見せにならない研究に取り組む非常に厳しい姿勢から生まれる多くのオリジナリティーあふれるアイデア、ご教示は自分にとっては、ただただ驚嘆するばかりです。

前川先生には、原子力発電所構造物の耐震性評価や原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル(2005)作成の時代から、非常にご多忙の中、いつもこころよくお時間をとっていただき、コンクリート構造物の耐震性能評価に関する考え方、地盤と構造物の相互作用評価に関して、大所高所から教えていただきました。

當麻氏には、地中構造物の耐震評価に関して、電力中央研究所でこれまで行われた多くの実験・研究の成果、地震被害事例など、ご指導していただきました。

河井先生には、本論文の内容だけでなく、原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル(2005)作成の頃から地盤の地震時応答解析や耐震評価について、物性評価の観点を含め多方面でいつも懇切丁寧にご指導いただきました。私にとってさまざまな現場の技術課題に対する解決策をご相談でき、率直なご批判を含め非常に学ぶことが多く、貴重なご意見をいただきました。

宮川氏には、PHC杭の地盤の拘束効果を反映した曲げ耐力実験を行っていただきました。土圧によりかぶりコンクリートの剥落が抑えられるので、ある程度の靱性改善が見込めることを評価に入れたという私の思いつきにつきあっていただき、地盤の拘束効果の導入方法、実験における塑性ヒンジ部の取扱いの面で非常にご苦勞おかけしました。

そして、長い間、このような機会を与えていただきました上司の服部邦男氏、いつもそっと見守っていただきました鈴木英也氏に心から感謝いたします。

筆者が本研究を遂行できたのは、多くの方々のお力添えによるものです。コンクリート構造の実験や解析でお世話になりました元名古屋大学大学院助教 上田尚史先生（現：関西大学）、他名古屋大学中村研究室のみなさま、快く建築研究所方式の載荷実験装置を使用させていただきました名古屋大学大学院教授 勅使河原正臣先生、そしてその実験を手伝っていただきました当時名古屋大学大学院助教 中村聡宏氏（現：国立研究開発法人建築研究所）、実験データの整理や解析を行っていただきました水野雅氏、横畑嘉人氏、中村好輝氏に感謝いたします。

杭周辺地盤の極限地盤反力を把握するための模型実験でお世話になりました株式会社大林組技術研究所の高橋真一氏、樋口俊一氏、渡邊康司氏、それに対する剛塑性有限要素法解析では、大塚先生ご指導の下、当時長岡技術科学大学大学院博士課程後期の保科隆氏（現：佐藤工業株式会社）、他大塚研究室のみなさまに大変お世話になりました。

また，地盤の水～土連成有限変形弾塑性解析を用いて同じ問題に挑戦していただきました名古屋大学大学院准教授 中井健太郎先生に感謝いたします．

PHC 杭の曲げ耐力解析でお世話になりました大学院時代の同級生で当時大成建設株式会社技術研究所 福浦尚之氏（現：株式会社コムスエンジニアリング取締役），そして解析を実施していただき有益かつ的確なご助言を多くいただきました同 村田裕志氏に感謝いたします．

液状化対策評価の関係でお世話になりました株式会社不動テトラ 竹内秀克氏，同 鵜野雅明氏，同僚の山田英司氏に感謝いたします．

そして，本研究を支えていただきました元同僚の白鳥洋平氏に感謝いたします．

最後に，本論文のとりまとめが深夜，土・日曜日となることが多く，こうして研究をすることを終始暖かく支えてくれた筆者の妻美穂子と子供たちに深く感謝して，本論文の結びといたします．

【付録】 剛塑性有限要素法の概要

本論文第3章で用いた剛塑性有限要素法について、Tamura et al.^{1),2)}の行った極限解析の上界定理に基づく考察から誘導した Drucker-Prager 型の降伏関数を用いた剛塑性構成式を紹介する。

降伏関数を応力の第一不変量 I_1 、偏差応力の第二不変量 J_2 を用いて次式のように表すことにする。ここに、 ω 、 ψ は Mohr-Coulomb の破壊規準に基づく c 、 ϕ と関係付けられる係数であり、引張応力を正と定義し、応力テンソル（以下、応力と省略）を σ 、偏差応力テンソル（以下、偏差応力と省略）を s で表すと以下の式(1)となる。

$$\begin{aligned} f(\sigma) &= \omega I_1 + \sqrt{J_2} - \psi = 0 \\ I_1 &= \text{tr}(\sigma) \\ J_2 &= \frac{1}{2} s : s \end{aligned} \quad (1)$$

塑性変形を生じる物体の応力 σ を、塑性ひずみ速度から流れ則より求められる決定応力 $\sigma^{(1)}$ と塑性ひずみ速度から求められない非決定応力 $\sigma^{(2)}$ に分解する（図-付録1）。決定応力 $\sigma^{(1)}$ は関連流れ則により式(2)のように表される。式中の $\dot{\epsilon}^p$ は塑性ひずみ速度、 $\dot{\epsilon}$ は等価塑性ひずみ速度である。

$$\sigma^{(1)} = \frac{\psi}{\sqrt{3\omega^2 + 1/2}} \frac{\dot{\epsilon}^p}{\dot{\epsilon}}, \quad \dot{\epsilon} = \sqrt{\dot{\epsilon}^p : \dot{\epsilon}^p} \quad (2)$$

非決定応力 $\sigma^{(2)}$ は降伏関数式(1)の直線部分に沿う応力成分であり、その大きさは塑性ひずみ速度に対して不定である。しかし、降伏関数上に応力があることを利用して非決定応力の成分（不定応力）を式(4)のように表すことが出来る。降伏関数式(1)に関連流れ則を適用すると、塑性ひずみ速度の条件式（体積変化特性）が求められる。

$$h(\dot{\epsilon}^p) = \dot{\epsilon}_v^p - \frac{3\omega}{\sqrt{3\omega^2 + 1/2}} \dot{\epsilon} = \dot{\epsilon}_v^p - \beta \dot{\epsilon} = 0 \quad (3)$$

ここに $\dot{\epsilon}_v^p$ は塑性体積ひずみ速度である。式(3)は降伏関数式(1)と直交する塑性ひずみ速度に関する条件式であることを利用すると、 $\sigma^{(2)}$ は不定定数 α を用いて次式(4)のように表される。

$$\sigma^{(2)} = \alpha \frac{\partial h}{\partial \dot{\epsilon}^p} = \alpha \left\{ \mathbf{I} - \frac{3\omega}{\sqrt{3\omega^2 + 1/2}} \frac{\dot{\epsilon}^p}{\dot{\epsilon}} \right\} \quad (4)$$

ここに、 \mathbf{I} は単位テンソルを表す．式(2)，式(4)より Drucker-Prager 型降伏関数に対する剛塑性構成式は次式(5)で示される．

$$\sigma = \sigma^{(1)} + \sigma^{(2)} = \frac{\psi - 3\omega\alpha}{\sqrt{3\omega^2 + 1/2}} \frac{\dot{\epsilon}^p}{\dot{\epsilon}} + \alpha \mathbf{I} \quad (5)$$

この構成式は不定係数 α を含んでいるが，式(3)の制約条件と共に境界値問題の解析を実施することにより， α を求めることが出来る．

剛塑性構成式は応力と（塑性）ひずみ速度間の関係を示すことから，変形する物体については応力評価が可能であるが，剛体のようにひずみ速度がゼロの場合には応力を適正に評価できない問題がある．しかし，境界値問題の解析では剛体を含めた取り扱いの必要なことから，次のように剛塑性構成式を拡張する．等価塑性ひずみ速度 $\dot{\epsilon}$ がある閾値 $\dot{\epsilon}_0$ を下回る場合に式(5)の $\dot{\epsilon}$ を $\dot{\epsilon}_0$ に置き換える操作を行うと，式(6)が得られる．

$$\sigma = \sigma^{(1)} + \sigma^{(2)} = \frac{\psi - 3\omega\alpha}{\sqrt{3\omega^2 + 1/2}} \frac{\dot{\epsilon}}{\dot{\epsilon}_0} \frac{\dot{\epsilon}^p}{\dot{\epsilon}} + \alpha \mathbf{I} \quad \text{in case of } \dot{\epsilon} < \dot{\epsilon}_0 \quad (6)$$

この操作は剛体領域で等価ひずみ速度が小さくなることに伴う，式(5)で分母がゼロとなる割算を防ぐ効果や， $\dot{\epsilon}_0$ による $\dot{\epsilon}$ の置き換えは地盤の応力を $(\dot{\epsilon}/\dot{\epsilon}_0 < 1)$ により降伏関数内部に割り引く効果がある．閾値 $\dot{\epsilon}_0$ は極めて小さいことから，巨視的には剛体挙動でありながら，ひずみ速度に対して応力を定めることが可能になる．

以上のように，剛体にも微小な塑性変形を許容することによって安定した解析が可能になる．閾値 $\dot{\epsilon}_0$ の設定に関しては，事前に $\dot{\epsilon}_0$ を変化させた数値実験を実施することとして，論文中の各種条件による解析結果に影響を及ぼさない値を用いている．

式(5)の不定係数 α を決定するためには，構成式を用いて制約条件（ダイレイタンシー特性）と共に境界値問題を解く必要がある．地盤工学分野では変位速度の大きさを規定する制約条件を用いることで応力境界値問題への適用が図られており，特に保科ら^{3),4)}によって，従来の制約条件下の最適化問題を Lagrange の手法を用いて解く形式から，ペナルティ法を用いることにより，計算記憶領域の削減による計算の効率化によって，大規模問題の高速演算が可能になっている．式(5)にペナルティ法を適用してダイレイタンシーの制約条件を不定係数 α の代わりに与えると，剛塑性構成式は最終的に次の方程式で与えられる．

ここに、 κ はペナルティ定数である．本研究では式(7)の剛塑性構成式を用いる．

$$\boldsymbol{\sigma} = \frac{\psi}{\sqrt{3\omega^2 + 1/2}} \frac{\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^p}{\dot{\varepsilon}} + \kappa (\dot{\varepsilon}_v^p - \beta \dot{\varepsilon}) \left\{ \mathbf{I} - \frac{3\omega}{\sqrt{3\omega^2 + 1/2}} \frac{\dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^p}{\dot{\varepsilon}} \right\} \quad (7)$$

本論文で扱う粘性土の非排水せん断強度として $\phi=0$ を想定する Mises 材の場合には，式
中で $\omega=0$ とすればよい．

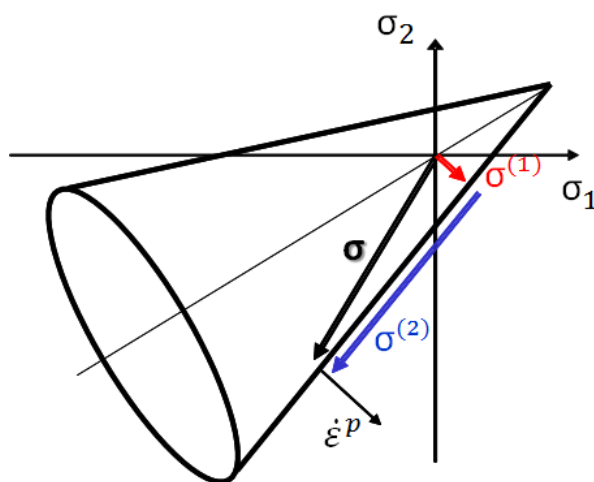


図-付録 1 Drucker-Prager 型の降伏関数と応力の分解

参考文献

- 1) Tamura, T., Kobayashi, S. and Sumi, T.: Limit analysis of soil structure by rigid plastic finite element method, Soils and Foundations, Vol.24, No.1, pp.34-42, 1984.3
- 2) Tamura, T., Kobayashi, S. and Sumi, T.: Rigid-plastic finite element method for frictional materials, Soils and Foundations, Vol.27, No.3, pp.1-12, 1987.9
- 3) 保科隆，瀧本英朗，田中達也，磯部公一，大塚悟：剛塑性有限要素解析による地山補強土工法の補強効果の評価，応用力学論文集，土木学会，Vol.13，pp.379－390，2010.8.
- 4) 保科隆，大塚悟，磯部公一：低強度シーム層を内在する自然斜面の斜面安定解析，地盤工学ジャーナル，地盤工学会，Vol.6，N0.2，pp.191-200，2011.6.