

博士學位論文
Doctoral Thesis

論文題目

Thesis Title

ずれ止め付きコンクリート充填鋼管杭の

終局曲げ耐力と変形性能

Evaluation of Ultimate Bending Strength and

Deformation Capacity at Concrete Filled

Steel Pipe Pile with slip prevention stoppers

東北大学大学院工学研究科

Graduate School of Engineering,

TOHOKU UNIVERSITY

専攻/Department: 都市・建築学

氏名/Name: 廣瀬 智 治

Evaluation of Ultimate Bending Strength and Deformation Capacity
at Concrete Filled Steel Pipe Pile with slip prevention stoppers

ABSTRACT : In general, bearing pile foundations are often used for foundation of large-scale buildings. With developing and popularizing steel pipe piles that are buried in the ground by the bored pile construction method and have high vertical bearing capacity, which started around 2020, steel pipe pile foundations are now widely used in the building construction market as well. The dramatic improvement in vertical bearing capacity of piles makes it possible to arrange one pile per column even for a relatively large column load (axial load), but it also increases the axial and lateral loads borne by each piles. Coupled with the manufacturing limit of steel pipe piles, we are facing the reality that lateral resistance will be insufficient in the event of an earthquake if the piles are arranged as they are. This manufacturing limit of steel pipe piles causes an unintended cost increase by the designer and is one of the factors that reduce the cost competitiveness of the steel pipe pile foundation. In addition, this means that the vertical bearing capacity of the pile foundation cannot be effectively utilized, and the actual situation is that it cannot be said to be rational from the viewpoint of design.

In the 1970s, when steel pipe piles began to be used as pile foundation in the building construction market, it was common to attach hardware that combines a round lid steel plate at the top of the steel pipe and a reinforcing cross plate inside the steel pipe to the pile head of the steel pipe pile (Fig.1). After that, with the increase in the diameter of steel pipe piles due to the improvement of the performance of construction equipment and the progress of construction technology, some technical problems such as the increase in the weight of the round lid steel plate and the reinforcing cross plate and the decrease in the efficiency of the installation occurred. Therefore, Japanese Association for Steel Pipe Piles (currently Japanese Technical Association for Steel Pipe Piles and Sheet Piles) reviewed the structural form and examined the design method for the joint with the pile cap. As a result, in consideration of the cost and availability of materials used, the efficiency and workability of on-site installation work, the integration of steel pipe piles and foundation frames, etc., a structure has been adopted in which a plate called “slip prevention stoppers” are attached to the inner surface of a steel pipe, which has become common nowadays, and the pipe is filled with concrete corresponding to the diameter of the steel pipe (hereafter referred to as a concrete-filled steel pipe member with “slip prevention stoppers”).

However, the effect of “slip prevention stoppers” has not been examined in detail by structural experiments, etc., and although the design formula based on the allowable stress (damage limit state) was shown, the ultimate strength was not mentioned. In addition, even at present, there is no research report that verifies the ultimate strength and plastic deformation performance of concrete-filled steel pipe members with “slip prevention stoppers”. And the reality is that there are no experimental examples under high axial load that would be expected during a large earthquake.

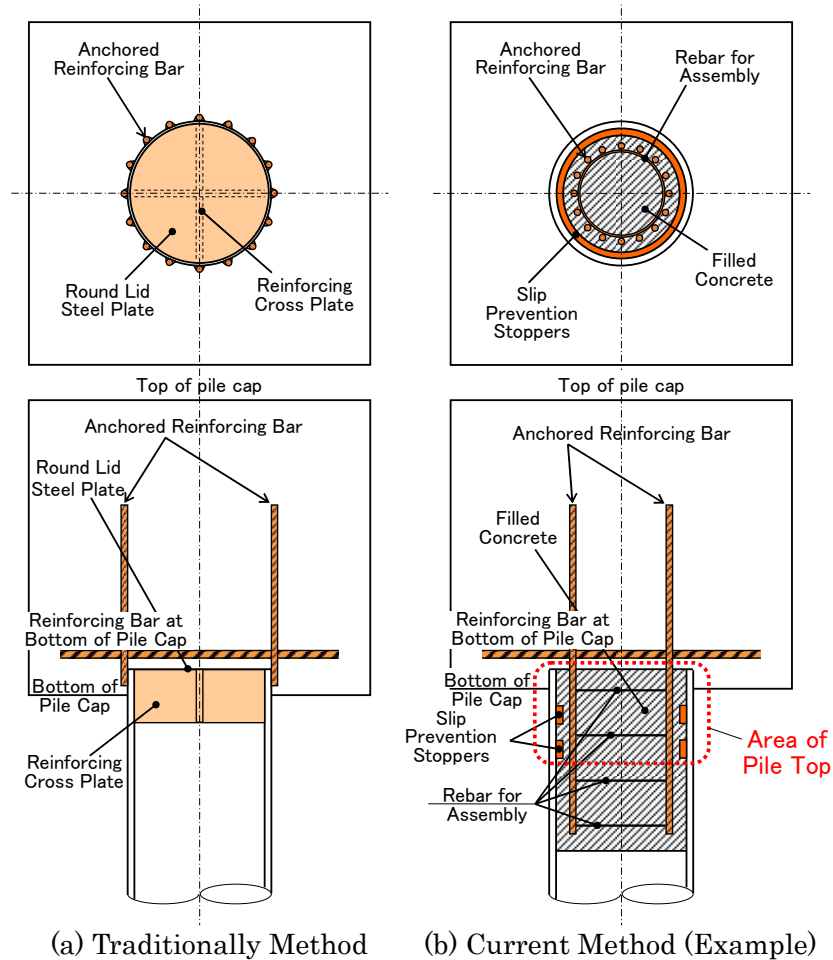


Fig.1 Pile Head and Pile Head Joint of Steel Pipe Pile

In this paper, regarding the concrete-filled steel pipe member with “slip prevention stoppers”, which is a composite structure of steel and concrete, which has become a general structural form as a pile head of a steel pipe pile, in the department of the steel pipe pile head (Area of Pile Top) shown by the red dashed line in Fig.1 (b)

- ①Confirmation of ultimate strength and plastic deformation performance
- ②Confirmation of behavior and stress transfer mechanism up to the ultimate limit state
- ③Proposal of evaluation method for ultimate strength and plastic deformation performance and verification of validity
- ④Verification of cost reduction effect of concrete-filled steel pipe member with “slip prevention stoppers”

was the main purpose. Each item was confirmed and verified by several types of experiments using concrete-filled steel pipes with “slip prevention stoppers” (1/2 reduction model, etc.) and numerical analysis using analysis models based on the experimental results. The conclusions are given below.

At the “concrete-filled steel pipe member with slip prevention stoppers”, under conditions where local buckling occurs in the steel pipe,

- ①The bearing strength of the concrete filled in the pipe at the slip prevention stoppers can be

roughly calculated by Eq. (3.14).

- ②The compressive stress of the steel pipe is generally transmitted to the filled concrete in the pipe by the bearing pressure of the slip prevention stoppers attached to the inner surface of the steel pipe.
- ③The ultimate strength can be evaluated as the sum of the strength of the steel pipe and the bearing pressure of the filled concrete at the slip prevention stoppers.
- ④The plastic deformation capacity can be evaluated by Eqs. (4.21) and (4.22) obtained from the correlation with the axial force margin / standardized diameter-thickness ratio, effective area ratio, and converted filling length ratio of concrete in the pipe, based on the effective area ratio assumed based on the factors that reduce the ultimate strength and the converted filling length ratio of concrete considering the effect of the slip prevention stoppers.

By appropriately evaluating the yield strength and deformation performance of concrete-filled steel pipe members with the slip prevention stoppers, which is the pile head structure of steel pipe piles, it is possible to design foundation piles with higher accuracy and reduce construction costs by 10% or more.

目 次

1章	序	1-1
1.1	建築物に使用される基礎構造	1-1
1.2	建築市場における鋼管杭基礎	1-3
1.3	基礎構造に対する設計	1-5
1.4	鋼管杭基礎におけるコストダウン策の検討（機能分担基礎に関する研究）	1-8
1.5	鋼管杭の杭頭部構造	1-20
1.6	東北地方太平洋沖地震（東日本大震災）の発生と鋼管杭基礎	1-22
1.7	鋼管杭頭部の構造性能	1-24
2章	ずれ止め部コンクリートの支圧強度	2-1
2.1	鋼管杭基礎の杭頭部を模擬した軸方向押込み実験	2-1
2.2	ずれ止め部コンクリートの支圧強度（既往の支圧耐力式の適応性検証）	2-10
2.3	ずれ止めとコンクリート間の応力伝達	2-13
2.4	まとめ	2-16
3章	ずれ止め付きコンクリート充填鋼管部材におけるずれ止めと充填コンクリート間の応力伝達	3-1
3.1	ずれ止め付きコンクリート充填鋼管部材の圧縮実験	3-2
3.2	ずれ止め付きコンクリート充填鋼管部材の圧縮実験を模擬した数値解析	3-12
3.3	鋼管の径厚比の違いによるずれ止め付きコンクリート充填鋼管部材の力学特性の比較	3-16
3.4	圧縮荷重に対するずれ止め付きコンクリート鋼管部材の終局軸耐力	3-20
3.5	まとめ	3-22
4章	ずれ止め付きコンクリート充填鋼管部材の軸力-曲げ耐力と塑性変形能力	4-1
4.1	ずれ止め付きコンクリート充填鋼管部材の圧縮・曲げ実験	4-1
4.2	ずれ止め付きコンクリート充填鋼管部材の引張・曲げ実験	4-14
4.3	鋼管から管内充填コンクリートへの応力伝達	4-22
4.4	ずれ止め付きコンクリート充填鋼管部材の終局耐力と塑性変形能力評価	4-27
4.5	まとめ	4-38
5章	ずれ止め付きコンクリート充填鋼管部材の終局耐力・変形性能の算定式を用いた試設計	5-1
5.1	試設計における設計条件	5-1
5.2	設計結果	5-3
5.3	コスト比較	5-4
5.4	まとめ	5-5

6章 結	6-1
6.1 本研究の結論	6-1
6.2 今後の課題	6-4

付録

1. 鋼管杭基礎の杭頭部を模擬した軸方向押込み実験	付録-1
2. ずれ止め付きコンクリート充填鋼管部材の圧縮実験	付録-3
3. ずれ止め付きコンクリート充填鋼管部材の圧縮・曲げ実験	付録-4
4. ずれ止め付きコンクリート充填鋼管部材の引張・曲げ実験	付録-16

1章 序

1章 序

1.1 建築物に使用される基礎構造

基礎構造は、上部構造である建築物を安全に支持することを目的として設置されるため、以下のような役割が求められる。

- ①地盤および基礎部材の支持性能の喪失による建物の転倒・崩壊防止
- ②地盤および基礎部材に起因する建物の継続使用性または耐久性の低下防止
- ③地下外壁，擁壁を含む抗土圧・水圧構造物としての機能保持

基礎構造がこれらの役割を果たすためには、使用する部材の性能確保だけでなく、それを支持する地盤の性能（鉛直支持力や水平抵抗）の確保も必要となる。

基礎構造は、周辺環境や敷地状況、地盤調査結果などの諸条件をもとに、適用性、耐久性、施工性、工期、経済性など多角的に比較検討結果から適切な構造形式が選定されるが、支持形式により直接基礎、杭基礎、パイルド・ラフト基礎、異種基礎に分類される。更に直接基礎では基礎スラブの形式、杭基礎では杭の設置工法と支持形式等により細かく分類される（図 1.1 参照）。

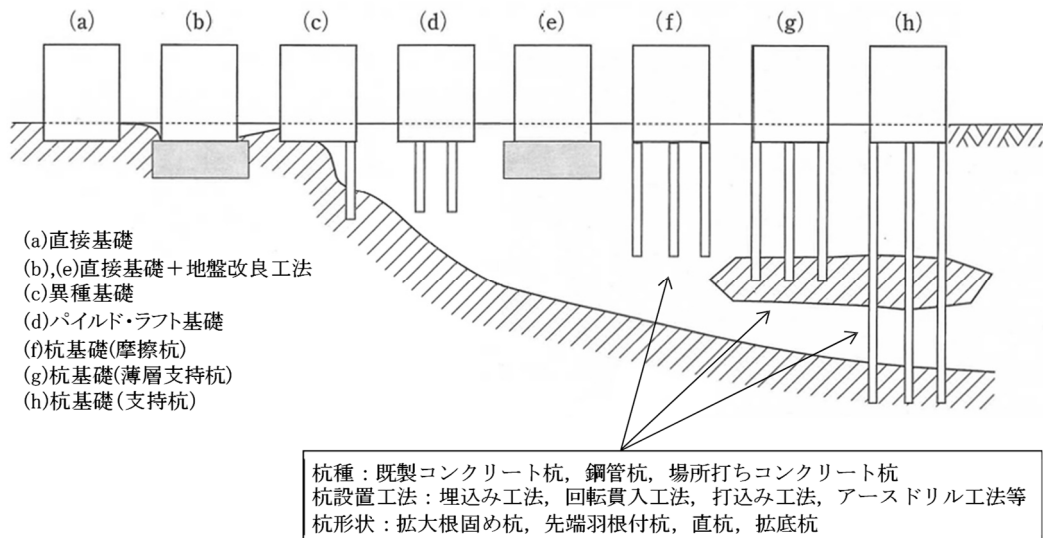


図 1.1 支持地盤の深度と適用可能な基礎形式（文献 1.1)を修正加筆）

また、基礎構造は、上部構造の必要性能を確保するように設定された外力（荷重）に対して、要求性能を満足させるよう設計されるが、建築基礎構造設計指針^{1.1)}では、

- ①基礎部材の設計：要求性能を満足するように部材の寸法や断面などの仕様を決める
- ②地盤の評価：地盤の支持性能が要求性能を満足するかを確認する
- ③地盤改良の設計：要求性能を満足するように改良の仕様を決める

を総称して「基礎構造の設計」と定義し、基礎構造の使用性、修復性、安全性などを考慮して、以下の3つの限界状態を設定している。

【使用限界状態】

地盤・基礎部材の沈下・変形が原因で、上部構造に使用性の不備が生じ始める状態

【損傷限界状態】

地盤・基礎部材の沈下・変形が原因で、上部構造あるいは基礎部材に補修・補強が必要となり始める状態

【終局限界状態】

地盤・基礎部材の破壊・変形により上部構造を支持できなくなり始める状態、あるいは基礎部材の補修・補強が極めて困難となり始める状態

設計実務では、想定した荷重に対する設計用応答値が、各限界状態における要求性能から設定された設計用限界値を超えないことを「具体的な工学量」をもとに確認することとなる。

一般に支持地盤が深い場合、表層に液状化する可能性のある土層や軟弱土層がある場合には杭基礎が選定される。代表的な杭の施工法の分類を図 1.2 に示す。杭基礎の選定にあたっては、杭基礎に要求される設計上の性能を満足するように、地盤条件、周辺環条件、杭の材料特性ならびに施工性を総合的に判断して、適切なものを選定する。

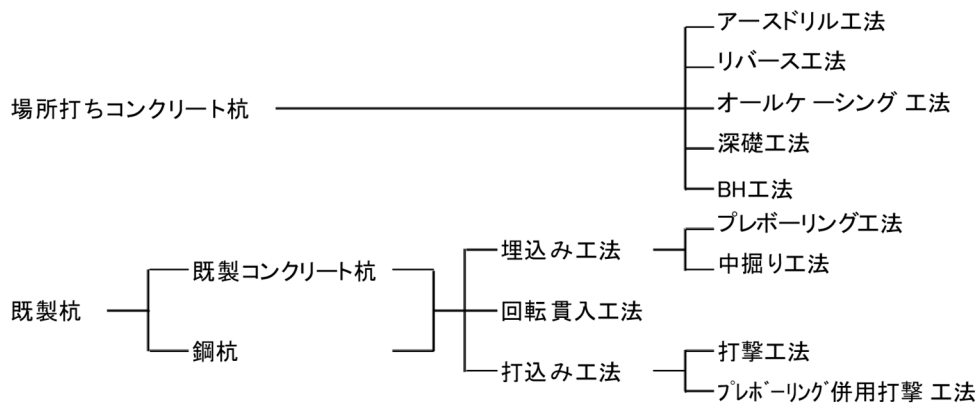


図 1.2 代表的な杭の施工法の分類^{1.1)}

1.2 建築市場における鋼管杭基礎

一般に大規模建築物の杭基礎には、支持杭基礎が用いられることが多い。我が国において鋼管杭が使用され始めたのは、1950年代中頃といわれている。その後の高度成長期には打撃工法の普及と相まっての需要増加、1970年代に入っては年間80～100万トンが生産されていた。

1960年代後半までの鋼管杭工法は、ディーゼルハンマによる打撃工法が主流であった（写真1.1参照）。1968年12月に騒音規制法が施行されたことに伴い、ハンマ部や鋼管杭などの騒音発生源を特殊な遮音材（防音カバー：写真1.2参照）で遮蔽する打撃工法が開発され、以後はこれが多く採用されるようになっていった。そして、1983年以降の打撃工法では、建設省の技術評価を取得した低騒音型油圧パイルハンマによる施工が主流となった。一方、埋込み杭工法（中掘り根固め工法：写真1.3参照）は、1976年12月に施行された振動規制法を契機として開発が始まったが、1985年頃には実用化（建設大臣認定取得）され、その後の市街地施工の主流となっていった。これ以降、建築市場では、打撃による施工中の杭体破損に対する懸念がなくなった安価な既製コンクリート杭や新たな施工方法を導入して大幅なコストダウンを実現した場所打ちコンクリート杭が主流となっていった。鋼管杭の高支持力杭工法の開発は2000年頃から始まったが、大径鋼管杭を使用した回転貫入工法（写真1.4参照）や高支持力埋込み杭工法（図1.3参照）の開発とその後の普及に伴って、現在では、建築分野においても鋼管杭基礎が広く用いられるようになってきている。

しかしながら、高支持力杭工法による支持力性能の飛躍的な向上は、比較的大きな柱荷重（鉛直荷重）に対しても1柱1杭配置を可能とした反面、各々の杭が負担する鉛直・水平荷重を増加させることになり、鋼管杭の製造限界とも相まって、そのままの配置では地震時に水平抵抗力が不足する現実に直面することとなった。



写真 1.1 ディーゼルハンマ^{1,2)}



写真 1.2 防音カバー^{1,3)}



写真 1.3 中掘り根固め工法^{1,4)}



写真 1.4 回転杭の先端部^{1.5)}

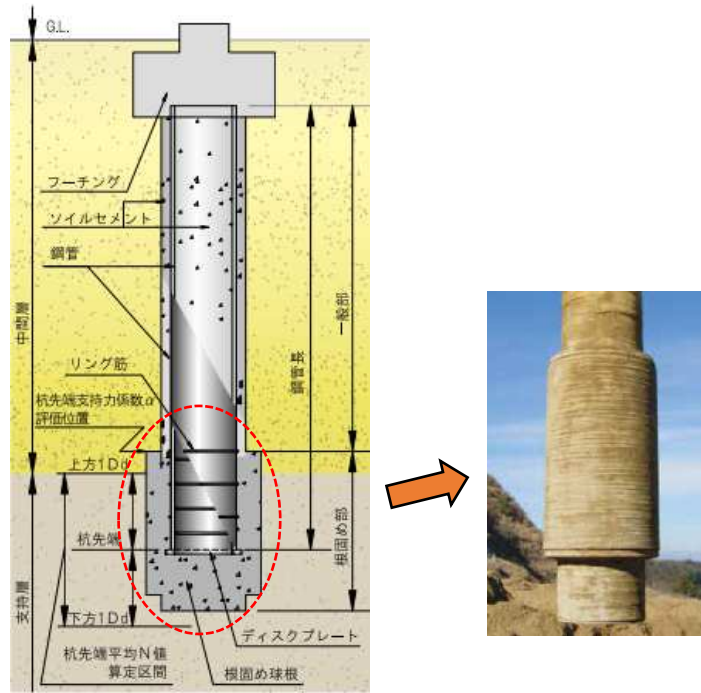


図 1.3 高支持力埋込み杭工法 (SGE 工法) の杭形状^{1.6)}

1.3 基礎構造に対する設計

上部構造に対する設計は、時代の要求に応えるように、「許容応力度設計法」→「終局強度設計法」→「荷重抵抗係数設計法」→「限界状態設計法」へと発展してきた。これに対して基礎構造に対する設計では、一部で「終局強度設計法」が取り入れられたものの、旧態依然とした「許容応力度設計法」が主流であった。2001年に発刊された建築基礎構造設計指針（第2版）^{1.7)}では、限界状態設計法が提案されたものの、その考え方が十分に浸透したとは言えないのが実状である。

(1) 公的技術基準における基礎構造の取り扱い

「基礎構造に対する設計」を規定した公的技術基準としては、建築基準法施行令第93条にもとづく平成13年度国土交通省告示第1113号（平成13年7月2日）および同施行令第38条にもとづく平成12年度建設省告示第1347号第2項（平成12年5月23日）があげられる。しかしながら、平成13年度国土交通省告示第1113号では「地盤の許容支持力度および基礎杭の許容支持力を求める方法」のみの記述であり、平成12年度建設省告示第1347号第2項では「許容応力度計算を行えばよい」と記述されているだけである。

また、2015年版建築物の構造関係技術基準解説書^{1.8)}では、上部構造に対する設計においては「ごく稀に発生する大地震に対して、限界耐力計算法を用いて建物の地上部分が倒壊・崩壊しないことを確かめる」ことが示されているが、基礎構造に対する設計においては「中程度の地震に対して損傷を受けないことに対応する方法」が示されているにすぎない。

(2) 大地震後における鋼管杭・鋼矢板技術協会および日本建築学会の取り組み

1995年1月に発生した兵庫県南部地震や2011年3月に発生した東北地方太平洋沖地震では、地盤の液状化に伴う側方流動や非常に強く大きな地震動により基礎構造が被災し、建物としての機能を維持できなくなった事例が多数発生した。これらの事例の大多数は、基礎構造に耐震設計が導入される以前に設計されたものであるが、耐震設計が導入された以降に設計された建物も少なからず含まれている。

鋼管杭・鋼矢板技術協会では、兵庫県南部地震における基礎構造の被災事例および建築基礎構造設計指針（第2版）での限界状態設計法の提案を鑑み、鋼管杭基礎の安全限界水平抵抗力の算定手法^{1.9)}を提案し、建築鋼管杭基礎の耐震性能評価技術の調査研究報告書^{1.10)}に鋼管杭基礎の安全限界水平抵抗力の算定マニュアル（案）として取りまとめた。しかしながら、これらの地震被害を目の当たりにしても、公的技術基準では「基礎構造の被災は人命に直接影響するものではない」として、大地震に対する基礎構造の設計は必要ないとされた。ただ、「基礎構造の被災は人命に直接影響しない」とされつつも、基礎構造が被災したことにより社会生活の場がなくなることに変わりはなく、その後発生した東北地方太平洋沖地震では、大地震に対する設計が為されなかったために基礎構造が被災し、莫大な費用が必要となる修復・修繕を不可とせざるを得ない現実に直面することとなった。

このような状況を鑑み、2019年に発刊された建築基礎構造設計指針（第3版）^{1.1)}においては、基礎構造に対しても「ごく稀に発生する大地震を想定した荷重（いわゆる、レベル2荷重）」時の設計を行うことを基本方針として、上部構造に対する設計とのレベルを合わせが行われた。同時に、建物の重要性などを考慮し、基礎構造に対して新たに性能グレード（安全性のレベル）が設定され、レベル2荷重に対して上部構造と基礎構造をバランスさせる設計体系へと変更された。

(3) 基礎構造に対する要求性能

2019年に発刊された建築基礎構造設計指針（第3版）では、「基礎構造の要求性能は、本来、基礎構造全体もしくは個々の部材に対して、上部構造における層間変形角のように基礎部材の変形量（鉛直・水平，相対・絶対，最大・残留）に関して、上部構造への影響を判断基準として示すことが望ましい。」とされている。

しかしながら、基礎部材の変形量については、地盤沈下等に対する制限値（閾値）はあるものの、上部構造からの要求性能として設定される設計用限界値（具体的な数値）はほとんどない。このため、上部構造の性能を満足するか否かの検証は、各限界状態において地盤・基礎部材に適切な要求性能を設定した上で、上部構造から基礎構造へ伝達される想定荷重に対して設計することで代用されている。建築基礎構造設計指針（第3版）における基礎構造に対する要求性能を表1.1に示す。ただし、レベル2荷重に対する要求性能については、建物の継続使用の観点から性能グレードに応じて設定することとなっている。

表 1.1 想定荷重に対する要求性能¹⁾

想定荷重	性能グレード	要求性能のレベル (限界状態)	要求性能		
			上部構造に対する影響	基礎部材	地盤
常時荷重	—	使用限界状態	使用性・耐久性に支障が生じない。	耐久性に支障が生じない。 有害なひび割れが生じない。	使用上有害な沈下・変形が生じない。
レベル1荷重	—	損傷限界状態	過大な傾斜あるいは構造上の補修・補強を必要とするような損傷が生じない。	構造上の補修・補強を必要とするような損傷が生じない。	過大な沈下・残留変形が生じない。
	S				
レベル2荷重	A	終局限界状態	転倒・崩壊しない。	脆性的な破壊を生じない。また、変形性能の限界に達して、耐力低下を生じない。	地盤(改良地盤)が鉛直支持力を喪失しない。
	C	上部構造の安全限界状態	転倒・崩壊しない。	部分的な損傷を許容する。	地盤(改良地盤)が鉛直支持力を喪失しない。

(4) 杭基礎に対する要求性能

建築基礎構造設計指針（第3版）では、1.1節で述べたように基礎構造の限界状態として、使用限界・損傷限界・終局限界の3状態が設定されている。これは、杭基礎においても同様であり、想定する荷重と各限界状態における杭基礎の要求性能は、表1.1の通りである。また、要求性能の確認方法として表1.2が示されているが、具体的には各限界状態における想定荷重に対して、設計用応答値が表1.3に示す単杭の設計用限界値を超えないよう、杭種や杭仕様を変更・修正しつつ、設計を行うことになる。

建築基礎構造設計指針（第2版）においても、杭体の設計用限界値として**エラー! 参照元が見つかりません**。と同じような記述が為されていたが、終局限界状態における杭体の設計用限界値は「信頼強度または塑性変形量」とされていた。特に鋼管杭基礎については、杭体の信頼強度・塑性変形量として「中空鋼管」の軸耐力や曲げ耐力および塑性変形能などが示され、杭体頭部（ずれ止め付きコンクリート充填鋼管部）に関する実験や知見、耐力・変形能の評価方法もなかったことから、実状（図1.21(b)参照）が反映されない状況が長く続いた。

表 1.2 要求性能の確認方法^{1,1)}

想定荷重	性能グレード	要求性能のレベル (限界状態)	要求性能の確認方法		
			上部構造に対する影響	基礎部材	地盤
常時荷重	—	使用限界状態	基礎の変形角・傾斜角による、上部構造の使用限界状態以下	いずれの基礎部材の応力もひび割れ耐力以下または想定されるひび割れ幅に対応した応力以下、または使用限界強度以下	鉛直荷重が長期的なクリープ沈下量が生じない使用限界支持力以下、沈下量が使用限界状態の限界値以下、引抜き荷重が長期的なクリープ変形が生じない使用限界値以下
レベル1荷重	—	損傷限界状態	基礎の変形角・傾斜角による、上部構造の損傷限界状態以下	いずれの基礎部材の応力も降伏応力以下、または損傷限界強度以下	鉛直荷重が基礎の過大な不同沈下量が生じない損傷限界支持力以下、沈下量が損傷限界状態の限界値以下、引抜き荷重が過大な引抜き変位が生じない損傷限界引抜き抵抗以下
	S				
レベル2荷重	A	終局限界状態	基礎の変形角・傾斜角による、上部構造の終局限界状態以下 転倒しない	いずれの基礎部材の応力も終局限界強度以下 限界変形以下	鉛直荷重が極限鉛直支持力以下、引抜き荷重が残留引抜き抵抗力以下、沈下量が終局限界状態の限界値以下

表 1.3 単杭の設計用限界値^{1,1)}

要求性能のレベル (限界状態)	設計用限界値		
	杭体	地盤	
		鉛直支持力	引抜き抵抗力
使用限界状態	使用限界強度 ひび割れ耐力または想定されるひび割れ幅に対応した応力	極限支持力の 1/3	最大引抜き抵抗力の 1/3
損傷限界状態	損傷限界強度	極限支持力の 1/1.5	降伏引抜き抵抗力
終局限界状態	終局限界強度または限界変形	極限支持力	

(5) 鋼管杭基礎におけるコストダウン策

鋼管杭基礎の大幅なコストダウン策として開発されたのが「高支持力杭工法」であるが、杭体頭部（ずれ止め付きコンクリート充填鋼管部）に関する実験や知見、耐力・変形能の評価方法がなかったことに加えて、鋼管杭の製造限界（製管できる板厚の限界）もあり、支持力性能に見合うような大幅なコストダウンはできなかった。その対策として、降伏点や引張強度の高い杭材が開発されたが、やはり製造限界が障害となり、期待するほどの効果は得られなかった。

これらの状況を踏まえ、新たな構造形式として考案されたのが機能分担基礎である。本基礎形式は、柱下の支持杭に加えて地震時の水平荷重を負担させる短杭を配置する基礎形式である。短杭に地震時の水平荷重を負担させることで、柱下の支持杭が負担する地震時水平荷重を軽減し、その結果として支持杭の杭体頭部板厚を（製造範囲内におさまるように）薄くしようというものである。

1.4 鋼管杭基礎におけるコストダウン策の検討（機能分担基礎に関する研究^{1.11)~1.13)}

地震荷重に対する鋼管杭の断面設計では、杭体に発生する応力が許容値を超える場合には、

- ①強度の高い材料に変更する。
- ②杭材の板厚をサイズアップして、断面性能を上げる。
- ③杭径をサイズアップして、断面性能を上げる。
- ④柱下の杭本数を増やす。

という手順で断面算定を繰り返し、最終的に杭各部が許容値以下となるよう仕様や本数を決めていくのが一般的である（図 1.4 参照）。このとき、コストの上昇を必要最小限に抑えるには、許容支持力に応じて配置された杭の基本仕様（杭径、長さ、杭下部の材質・板厚、本数）を変更することなく、必要な部位のみを要求性能に応じて仕様変更（材質・板厚の変更）するのが合理的である。しかしながら、鋼管杭は一般にスパイラル造管（図 1.5 参照）により製造されるが、メーカーが保有する製造装置・設備の能力的限界から、「製造できるサイズ（管径・板厚・長さ）に限界がある」という現実がある。このため、設計実務では、鋼管杭の製造限界を念頭におきつつ、前述の①～④の作業を繰り返しながら杭断面を決定するのが常である。

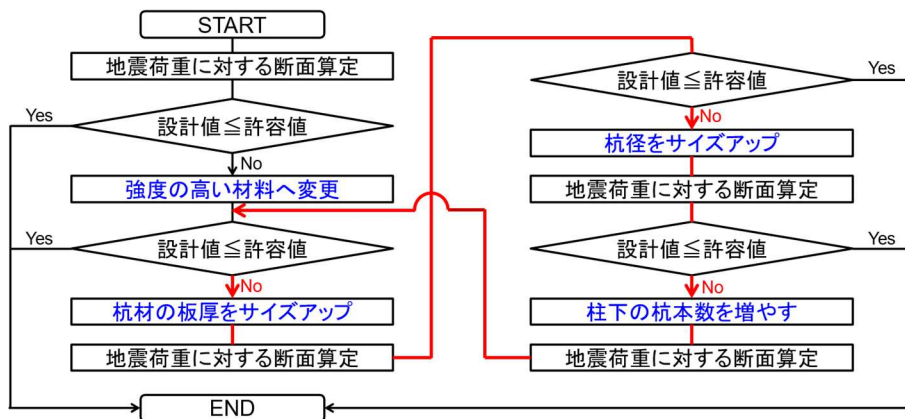


図 1.4 地震荷重に対する鋼管杭の断面設計（設計フロー）

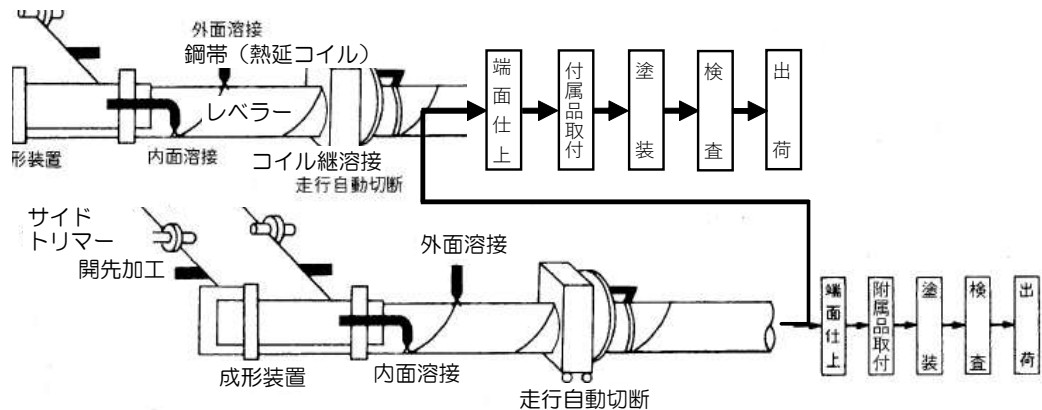


図 1.5 鋼管杭の製造方法（スパイラル鋼管）

この鋼管杭の製造限界は、設計者が意図しないコストアップを招くとともに、鋼管杭基礎のコスト競争力を低下させる要因の一つにもなっている。また、これは、基礎杭の鉛直支持力を有効に活用できていないことを意味し、設計の観点からみれば合理的とは言えない。これを解決するために、柱下に

配置した支持杭とは別に、短い杭を配置することによって地震荷重（主として水平力）を分散させ、柱下の支持杭の負担せん断力や曲げモーメントを低減させる構造形式として「機能分担基礎（図 1.6(b) 参照）」を提案した。

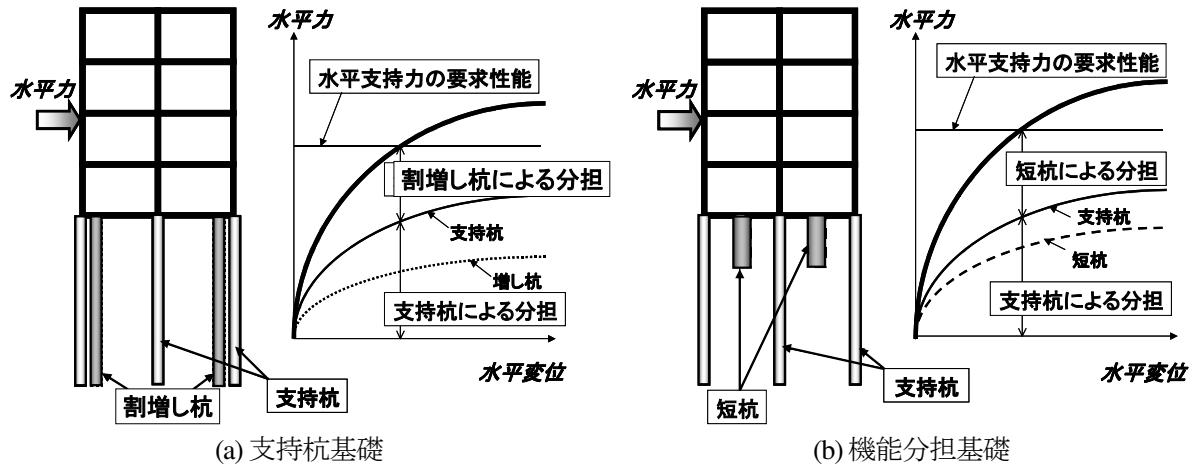


図 1.6 支持杭基礎と機能分担基礎

(1) 研究の概要

当該研究では、数値解析をもとに機能分担基礎における杭周辺の水平方向地盤ばねに対する群杭係数の評価方法を提案するとともに、動的遠心載荷実験結果と比較することでその妥当性を検証し、機能分担基礎のコスト低減効果を確認した。

1) 技術課題

機能分担基礎と同様の基礎形式に関する既往の研究としては文献 1.18)～1.21)があったが、これらの文献には短杭による支持杭の負担水平力や杭頭曲げモーメントの低減効果については言及されているものの、支持杭に及ぼす短杭の影響度合いなどの定量的評価・検証は為されていない。

また、機能分担基礎では隣接する支持杭間に短杭を配置するため、殆どの場合において群杭基礎となる。群杭係数の評価式については、建築基礎構造設計指針（第 2 版）^{1.14)} や建物と地盤の動的相互作用を考慮した応答解析と耐震設計^{1.15)}（本文献に示された群杭係数の評価方法を、以下、文献 1.15)による評価方法と称す）、道路橋示方書・同解説^{1.16)}、鉄道構造物等設計標準・同解説、基礎構造物・抗土圧構造物^{2.4)}等に記されている。しかし、これらは杭長や杭径が一樣な場合を想定したもので、機能分担基礎のように支持杭と短杭が混在する基礎形式は想定外であったため、杭径・杭長・杭間隔等の影響を考慮した杭周辺の水平方向地盤ばねに対する群杭係数（以下、群杭係数と称す）の評価方法が必要となった。

2) 群杭係数

① 数的数値解析結果に基づく群杭係数の算定

群杭係数の評価では、杭径・杭間隔・短杭長さによる影響を考慮する必要があったが、これについては静的数値解析により評価することとした。弾性地盤中に埋め込まれた鋼管杭（弾性）をモデル化し、杭頭条件を回転拘束、杭先端条件を自由として杭頭に水平力を加え、杭頭水平変位量 10mm における水平力から地盤反力係数を逆算することで隣接杭の影響を評価した。

解析コードは ABAQUS 6.9^{1,22)} を使用し、解析領域は前後方向・幅方向とも外端杭中心から $10B$ (B : 支持杭の杭径) 以上、深さ方向には $15B$ とした。鋼管杭と周辺地盤の間には圧縮力のみを伝達する(引張力や摩擦力を伝達しない) 接触要素を配置し、解析領域外周の境界条件はピンローラー支持として、解析モデルは杭群を 1 列として支持杭の間隔を 6m、その中間に短杭が設置される構成とした(図 1.7 参照)。解析モデルのメッシュ分割図は図 1.8 に示す通りである。支持杭の杭径・板厚・長さは $\phi 1000 \times t20 \times 20\text{m}$ 、短杭の杭径・板厚は $\phi 600 \times t12$, $\phi 1000 \times t20$, $\phi 1200 \times t20$ 、長さは 3m, 5m, 10m とし、地盤剛性は 1000 kN/m^2 , 10000 kN/m^2 とした。

各地盤において、支持杭が 1 本のみの場合の解析結果から基準となる水平方向の地盤反力係数を求め、次に 3 本の支持杭間(間隔 6m) に 2 本の短杭を配置した場合の杭頭水平力と杭頭変位量から群杭係数を算出した。

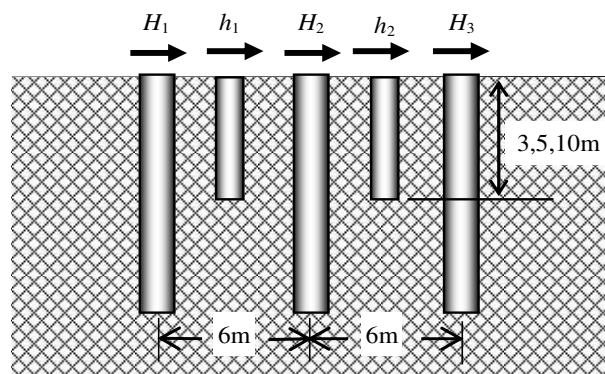


図 1.7 解析モデル

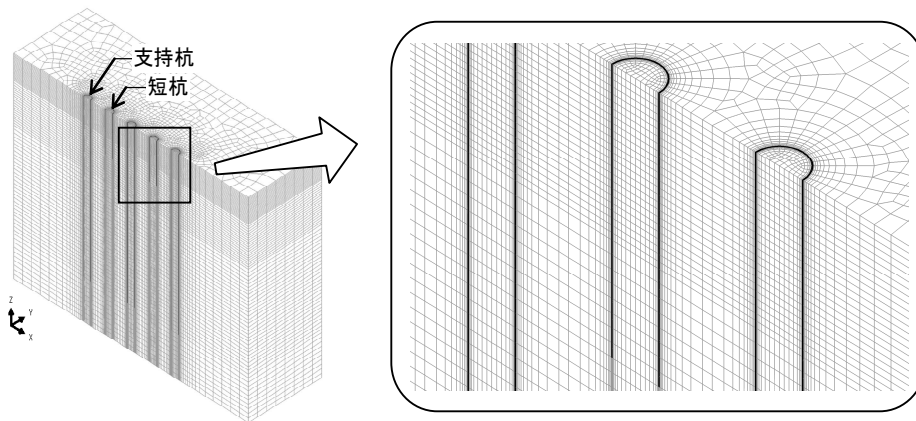


図 1.8 メッシュ分割図

【群杭係数の算出方法】

各杭の杭頭水平力 H と杭群の杭頭変位量 δ を用いた群杭係数 η の算出方法は以下の通りである。まず、深度方向の変位分布モードを、支持杭ではたわみ変位、短杭では杭の特性値 β と杭長 L から、 $\beta \cdot L \leq 1$ の場合には剛体変位、 $\beta \cdot L > 1$ の場合にはたわみ変位と仮定する(図 1.9 参照)。各杭に着目すると、任意の杭 i において $\beta_i \cdot L_i > 1$ となるときの杭頭水平力 H_i は、各杭の杭頭変位量 δ は同一であるため、杭径 B_i 、曲げ剛性 EI_i 、杭頭変位量 δ より(1.1)式の通りとなる。

$$H_i = 4 EI_i \cdot \beta_i^3 \cdot \delta \quad (1.1)$$

ただし、杭 i の特性値 β_i は(1.2)式とする。

$$\beta_i = \sqrt[4]{\frac{\eta \cdot k \cdot B_i}{4EI_i}} \quad (1.2)$$

任意の杭 j において $\beta_j \cdot L_j \leq 1$ となるときの杭頭水平力 H_j は、群杭係数 η 、単杭における水平方向の地盤反力係数 k 、杭径 B_j 、長さ L_j から、(1.3) 式のように表される。全杭頭水平力 H_{all} は各杭に加わる杭頭水平力 H_1, H_2, \dots の総和であることから (1.4) 式が成り立つが、各杭の杭頭変位量 δ は同一であるため、(1.4) 式は (1.5) 式のように変形できる。

$$H_j = \eta \cdot k \cdot B_j \cdot L_j \cdot \delta \quad (1.3)$$

$$H_{all} = H_1 + H_2 + H_3 + \dots = \sum H_i + \sum H_j \quad (1.4)$$

$$\frac{H_{all}}{\delta} = 4 \sum EI_i \cdot \beta_i^3 + \eta \cdot k \cdot \sum B_j \cdot L_j \quad (1.5)$$

(1.5) 式の群杭係数 η を変化させ、左右両辺が一致するときの群杭係数 η を静的数値解析結果から求めた機能分散基礎における群杭係数とする。

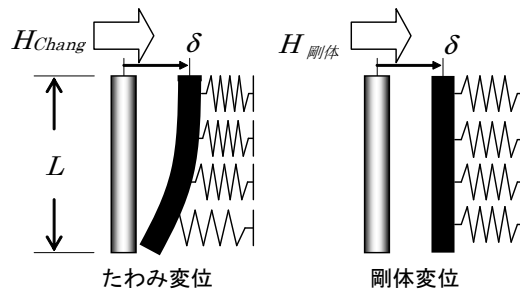


図 1.9 短杭における深度方向の変位分布

解析結果と群杭係数の算定値を表 1.4 に示す。これらの結果をもとに機能分担基礎における群杭係数 η は、短杭の杭長の影響を考慮して (1.6) 式によることとした。

表 1.4 静的数値解析結果と群杭係数の算定値

支持杭 径×本数 (mm×本)	短杭		地盤剛性 (kN/m ²)	H_{all} (kN)	群杭 係数	地盤剛性 (kN/m ²)	H_{all} (kN)	群杭 係数
	径×本数 (mm×本)	長さ (m)						
1000×1	—	—	1000	33.6	—	10000	199.3	—
1000×3	600×2	3.0		84.7	0.70		542.1	0.72
		5.0		87.0	0.68		543.9	0.64
		10.0		88.1	0.60		546.2	0.52
1000×3	1000×2	3.0		86.2	0.67		571.7	0.69
		5.0		90.1	0.64		601.1	0.62
		10.0		98.1	0.57		607.4	0.52
1000×3	1200×2	3.0		86.8	0.65		581.1	0.66
		5.0		91.0	0.62		620.7	0.60
		10.0		101.6	0.55		637.1	0.47

$$\eta = \eta_{支持} - \chi (\eta_{支持} - \eta_{全杭}) \quad (1.6)$$

$$\left. \begin{aligned} \chi &= \beta \cdot L / 1.5 & \beta \cdot L < 1.5 \\ \chi &= 1.0 & \beta \cdot L \geq 1.5 \end{aligned} \right\} \quad (1.7)$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{\eta \cdot k \cdot B}{4EI}} \quad (1.8)$$

ここで、

- χ : 短杭の影響係数
- $\eta_{\text{支持}}$: 支持杭のみで評価した群杭係数
- $\eta_{\text{全杭}}$: 短杭も含めた全杭で評価した群杭係数
ただし、 $\eta_{\text{支持}}$ 、 $\eta_{\text{全杭}}$ は文献 1.15) による評価方法をもとに算出する。
- k : 単杭における水平方向の地盤反力係数 (kN/m³)
- η : 群杭係数
- B : 杭径 (m)
- EI : 杭の曲げ剛性 (kN・m²)

である。

静的数値解析結果から求めた短杭の影響係数 χ と $\beta \cdot L$ の関係を図 1.10 に、静的数値解析結果から求めた群杭係数と (1.6) 式により算出した群杭係数の比較結果を図 1.11 に示す。

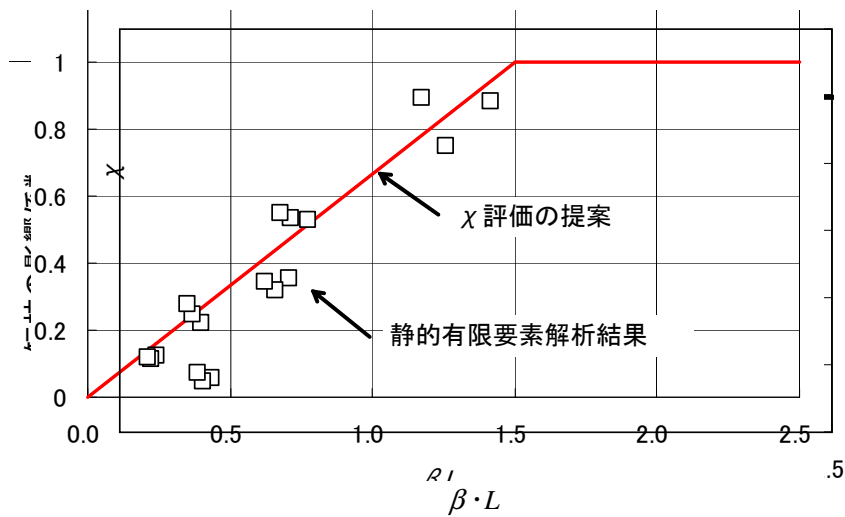


図 1.10 短杭の影響係数 χ と $\beta \cdot L$ の関係

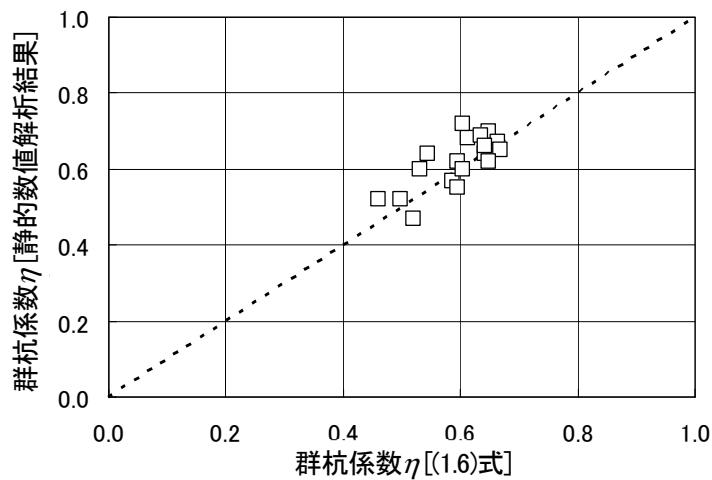


図 1.11 群杭係数の比較結果

② 遠心載荷実験との比較による評価式の妥当性検証

群杭係数の評価式については、遠心載荷実験との比較により妥当性を検証した。支持杭基礎と機能分担基礎を模擬した動的遠心載荷実験^{1,23)}の概要と結果を以下に示す。実験はせん断土槽を用いて、相対密度 60% の豊浦乾燥砂、50g 場にて実施した。実験モデルおよび構造物の諸元は図 1.12 および表 1.5 の通りである。

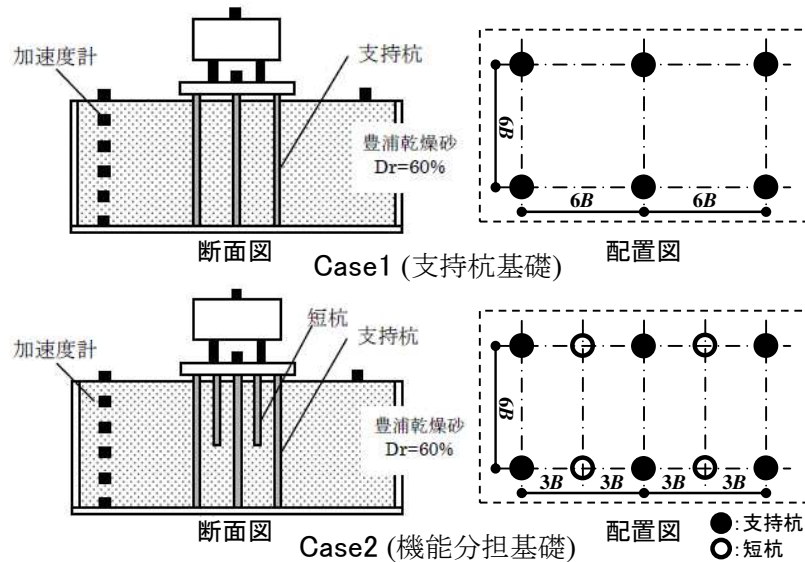


図 1.12 実験モデル

表 1.5 構造物モデルの諸元

部位	項目	模型スケール	実大スケール
上部 構造物	質量	3.07kg	383.8t
	固有振動数	120Hz	2.4Hz
基礎部	質量	1.27kg	158.8t
	寸法 ($L \times B \times H$)	126×72×18mm	6.3×3.6×0.9m
基礎杭	長さ(支持杭)	187mm	9.35m
	長さ(短杭)	105mm	5.25m
	突出し長	7mm	0.35m
	直径	8mm	0.4m
	曲げ剛性	$1.41 \times 10^7 \text{ N} \cdot \text{mm}^2$	$8.81 \times 10^{13} \text{ N} \cdot \text{mm}^2$

基礎杭はアルミ合金棒にて、短杭の直径・曲げ剛性は支持杭と同等、杭間隔は Case1 で $6B$ (B : 杭径), Case2 で $3B$ とし、入力地震波は最大加速度 880gal (大加振), 340gal (中加振), 140gal (小加振) の臨海波とした。基礎杭の負担せん断力が最大となった時刻 (せん断力最大時) での実験結果を表 1.6 に、支持杭の杭頭曲げモーメントが最大となった時刻 (曲げモーメント最大時) での実験結果を表 1.7 に示す。

表 1.6 実験結果 (せん断力最大時)

基礎形式 (Case名)	加振 ケース	慣性力 (kN)	杭の負担せん断力の総和 (kN)			基礎部 変位 (mm)
			支持杭	短杭	合計	
支持杭 基礎 (Case1)	大	4480	4120	—	4120	170
	中	2770	2580	—	2580	59
	小	1360	1210	—	1210	28
機能分担 基礎 (Case2)	大	4500	2980	1415	4395	158
	中	3070	2010	921	2931	58
	小	1440	883	419	1302	18

表 1.7 実験結果 (曲げモーメント最大時)

基礎形式 (Case名)	加振 ケース	慣性力 (kN)	支持杭の杭頭 曲げモーメント (kN・m)	基礎部 変位 (mm)
支持杭 基礎 (Case1)	大	4030	1291	185
	中	2570	653	79
	小	1360	261	28
機能分担 基礎 (Case2)	大	3730	958	160
	中	3070	531	58
	小	1330	198	21

【静的解析モデルと定数設定】

遠心載荷実験を模擬した解析は、梁-ばねモデルによる静的解析とし、せん断力最大時と曲げモーメント最大時を対象とした。槽内土は、単位体積重量 $\gamma=14.5\text{kN/m}^3$ 、内部摩擦角 $\phi=38^\circ$ 、ポアソン比 $\nu=0.35$ と仮定し、各層のせん断波速度 V_s は、微小加振における地盤の卓越周期(約0.25sec)から1/4波長則で地盤の平均せん断波速度を求め、更に各層のせん断波速度が鉛直有効応力の0.25乗に比例すると仮定して算出した。

杭周辺の水平方向地盤ばねは、(1.9)式 (Francis 式) から算出した単杭の水平方向の地盤ばね定数を初期剛性として、(1.10)式 (Broms の極限地盤反力) を上限とする(1.11)式 (双曲線モデル) にて地盤反力-水平変位関係を設定した。また、各基礎形式における群杭係数は、(1.6)式および(1.8)式による算出値とした。各層におけるせん断波速度と群杭係数は表 1.8 に示す通りである。

$$K_{fsi} = \frac{1.3E_{si}}{1-\nu_{si}^2} \left(\frac{E_{si} \cdot B^4}{E_p l_p} \right)^{1/12} \quad (1.9)$$

$$\left. \begin{aligned} P_{maxi} &= 3 \cdot \sigma_0 \cdot K_p \cdot B \cdot l && \text{砂質土} \\ P_{maxi} &= 9 \cdot c_u \cdot B \cdot l && \text{粘性土} \end{aligned} \right\} \quad (1.10)$$

$$P_i = \frac{K_{fsi} \cdot \delta_i}{\left(1 + \frac{K_{fsi} \cdot \delta_i}{P_{maxi}} \right)} \quad (1.11)$$

ここで、

K_{fsi} : i 層地盤における単杭の単位長さあたりの水平方向地盤ばね定数 (kN/m²)

E_{si} : i 層地盤のヤング係数 (kN/m²)

ν_{si} : i 層地盤のポアソン比

B : 杭径 (m)

- $E_p I_p$: 杭の曲げ剛性 (kN・m²)
- P_{maxi} : i 層地盤における杭周地盤ばねの極限水平地盤反力 (kN)
- σ_0 : 有効上載圧 (kN/m²)
- K_p : 受働土圧係数
- c_u : 非排水せん断強度 (kN/m²)
- l : 杭の支配長さ (m)
- P_i : i 層地盤における水平方向地盤反力 (kN)
- δ_i : i 層地盤における杭の水平変位量 (m)

である。

解析では国土交通省 国土技術政策総合研究所 フリーソフト『限界耐力計算（地盤増幅）簡易計算プログラム』^{1.24)}により求めた質点（地盤）の相対変位を、検証用加速度レベルと実験時の土槽底面での最大加速度との比率で補正し、地盤応答変位とした。ここでは、表 1.8 に示す各層の V_s 値をせん断波速度の初期値とし、地盤応答変位を算出した（図 1.13 参照）。また、既往の実験結果^{1.25) ~ 1.28)}から、遠心載荷実験における豊浦砂の非線形特性はプログラムの設定値とほぼ等しいと判断し、設定値をそのまま使用した。

表 1.8 各層のせん断波速度および群杭係数

深度 (m)	V_s (m/s)	群杭係数				
		支持杭基礎	機能分担基礎			
			大加振	中加振	小加振	
0.00~0.40	70	0.596	0.512	0.502	0.462	
0.40~0.80	70		0.488	0.474	0.427	
0.80~1.20	74		0.472	0.455	0.408	
1.20~1.60	85		0.459	0.444	0.393	
1.60~2.00	95		0.451	0.430	0.382	
2.00~2.40	104		0.442	0.422	0.364	
2.40~2.80	113		0.433	0.410		
2.80~3.20	121		0.424	0.396		
3.20~3.60	128		0.414	0.390		
3.60~4.00	135		0.405	0.376		
4.00~4.40	141		0.395	0.364		
4.40~4.80	148		0.384			
4.80~5.20	154		0.596	0.596		0.596
5.20~5.60	160					
5.60~6.00	165					
6.00~6.40	171					
6.40~6.80	176					
6.80~7.20	181					
7.20~7.60	186					
7.60~8.00	191					
8.00~9.15	205					

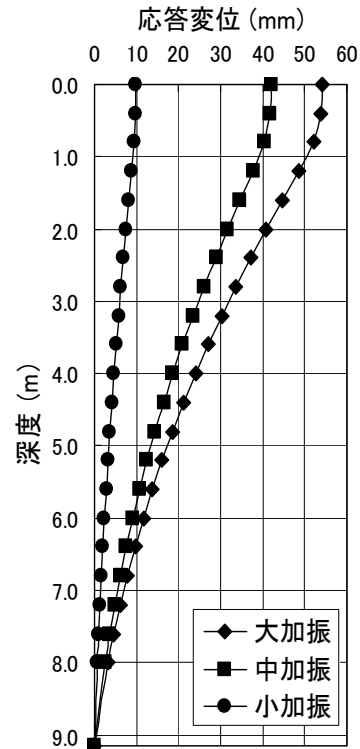


図 1.13 解析に使用した地盤応答変位

解析モデルでは、基礎部と杭の接合部に気中での静的載荷実験から求めた回転ばねを設置し、杭体断面力の重ね合わせは、単純和とした。せん断力最大時における支持杭の負担せん断力の比較を図 1.14 に、支持杭と短杭の負担せん断力の総和の比較を図 1.15 に、曲げモーメント最大時の杭頭曲げモーメントの比較を図 1.16 に示す。Case2（機能分担基礎）では、加振が大きくなるにつれて支持杭の負担せん断力が増加する傾向であり、中加振時において杭頭曲げモーメントに若干の差があるものの、解析値と実験値は概ね一致する結果であった。

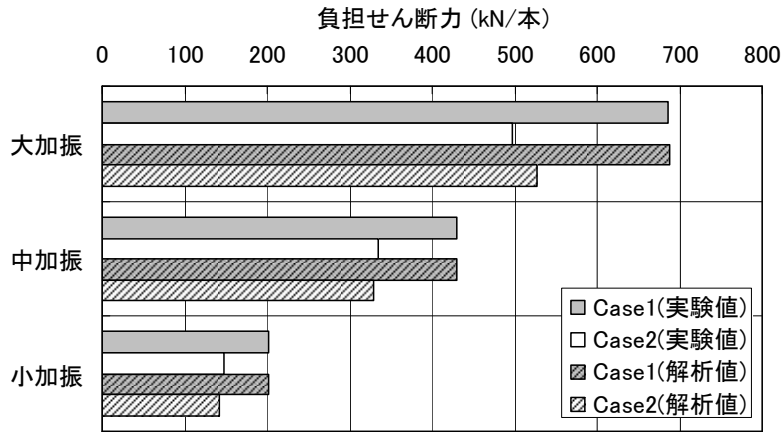


図 1.14 支持杭の負担せん断力の比較 (せん断力最大時)

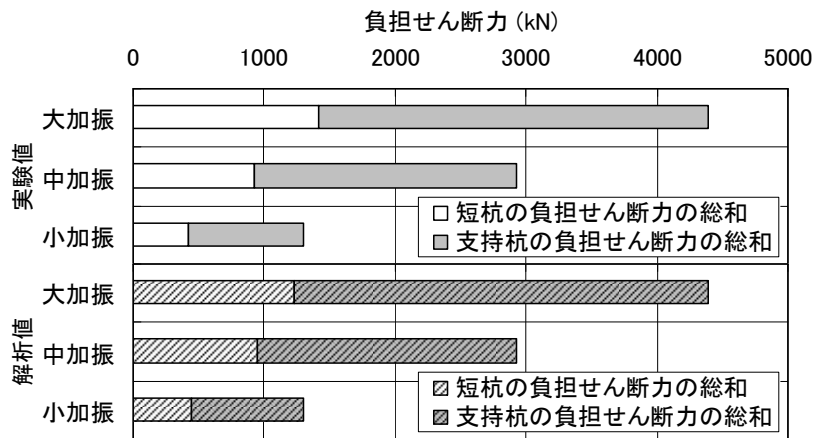


図 1.15 支持杭と短杭の負担せん断力の総和の比較 (せん断力最大時)

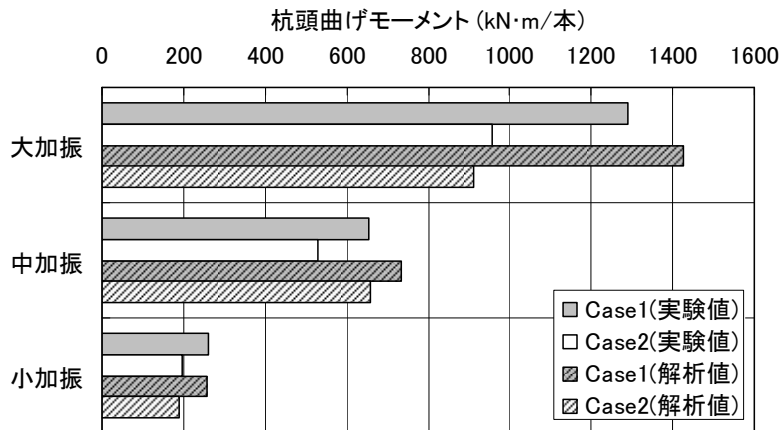


図 1.16 杭頭曲げモーメントの比較 (曲げモーメント最大時)

3) モデル建物での効果検証

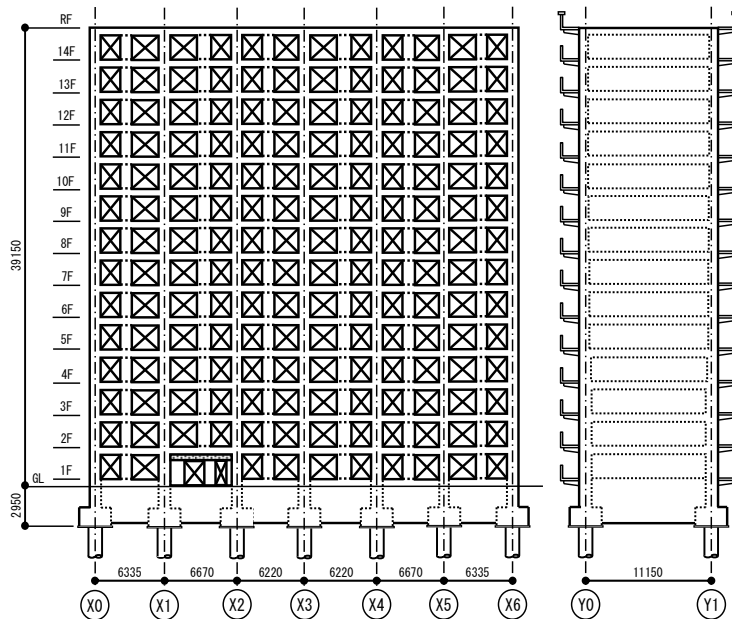
① 設計条件

対象建物は、鉄筋コンクリート造 14 階建ての共同住宅である。対象建物の概要・基礎杭の設計荷重を図 1.17 に、地盤条件と基礎杭の設置深度の関係を図 1.18 に示す。検証時の外力レベルは、損傷限界時とし、柱下に設置する支持杭は高支持力杭工法による鋼管杭基礎にて、支持地盤に必要長根入れするものとする。

対象地盤*i*層における杭周辺の水平方向地盤ばねは、図 1.18 に示すせん断波速度を用いて(1.9)式から算出した単杭の水平方向の地盤ばね定数を初期剛性として、(1.10)式および(1.11)式に従い、地盤反力-水平変位関係にて設定した。(1.6)式および(1.8)式より算出した支持杭基礎および機能分担基礎における群杭係数を表 1.9 に示す。なお、杭体断面力は、杭頭条件を回転拘束、杭先端条件を自由として、梁-ばねモデルにより算出した。

表 1.9 群杭係数

基礎形式	加力方向	
	X方向	Y方向
支持杭基礎	0.35	0.55
機能分担基礎	0.40	0.37



X方向：ラーメン構造（6スパン）
Y方向：耐力壁付きラーメン構造（1スパン）

Y1	6117	9928	9112	9562	9521	9288	6068
	-6966	1110	-484	627	-846	-484	7043
	7110	7281	7230	7159	7077	6971	6694
Y0	6339	9258	9109	8632	8605	8451	6326
	-8057	525	-1061	683	-447	290	8067
	-7110	-7281	-7230	-7159	-7077	-6971	-6694
	X0	X1	X2	X3	X4	X5	X6

損傷限界時の上部構造慣性力=19845 kN ($C_0=0.2$)

基礎重量=15905 kN

杭基礎の設計用水平力= $19845 + 0.1 \times (15905 + W_F)$ kN
(W_F : パイルキャップ重量)

凡例
常時柱荷重 (kN)
損傷限界時変動軸力: X → (kN)
損傷限界時変動軸力: Y ↑ (kN)

図 1.17 対象建物の概要と基礎杭の設計荷重

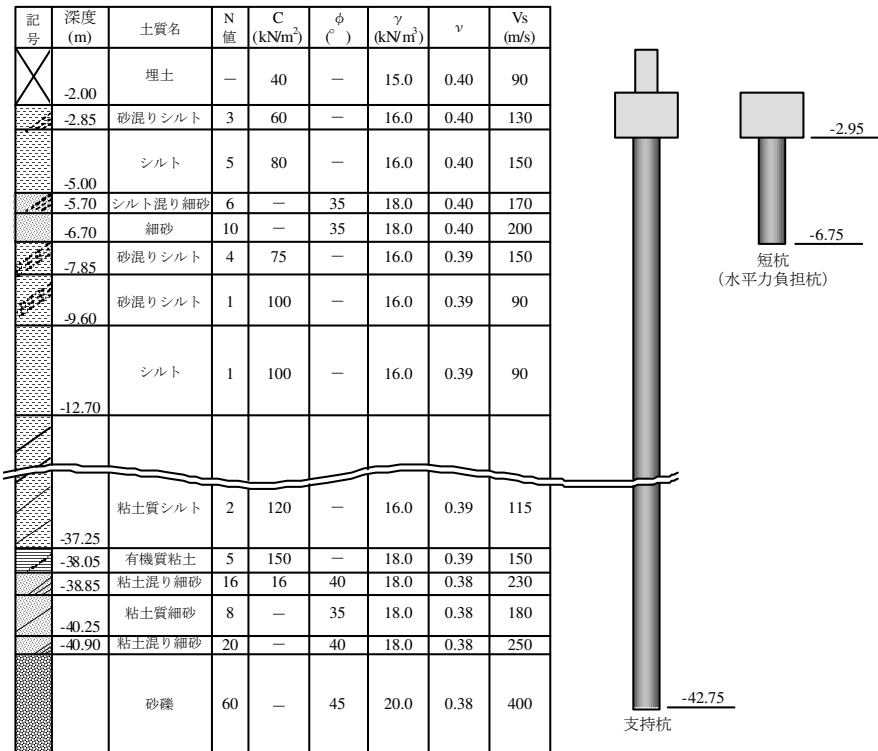


図 1.18 対象地盤と杭の設置深度の関係

② 設計結果

支持杭基礎および機能分担基礎の杭配置を図 1.19、図 1.20 に、支持杭基礎のコストを基準とした機能分担基礎のコスト比率を表 1.10 に示す。各基礎形式のコストは、鋼管杭の市況価格と高支持力鋼管杭工法の一般的な施工単価をもとに算出したものである。機能分担基礎のコストは、支持杭基礎の約 97% (約 7% のコスト低減) であった。

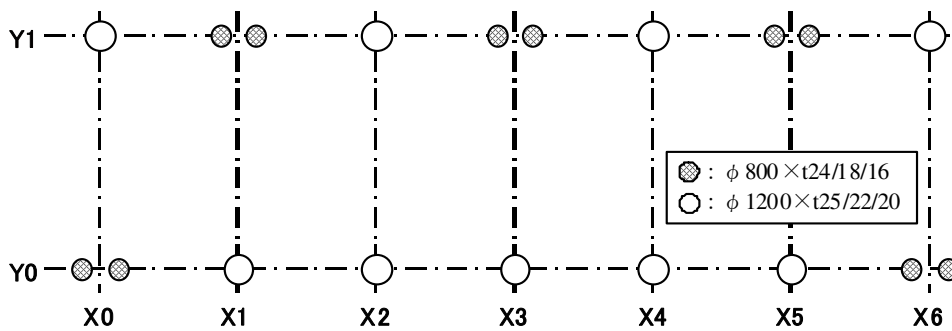


図 1.19 支持杭基礎の杭配置

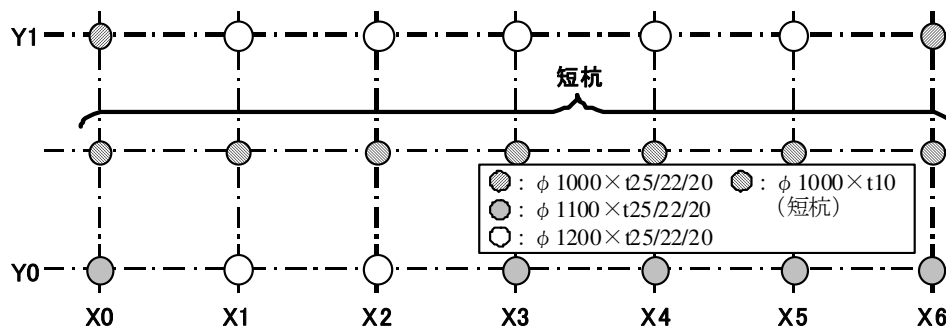


図 1.20 機能分担基礎の杭配置

表 1.10 コスト比較結果 (コスト比率)

支持杭基礎			機能分担基礎		
材料費	施工費	合計	材料費	施工費	合計
1.00	1.00	1.00	0.94	0.89	0.93

(2) 研究での結論

機能分担基礎のコスト低減率は、概ね 5%~10%程度であり、期待する効果は得られなかった。更なるコストダウンを図るためには、やはり基礎杭の総本数を増やさないような、言い換えれば、柱荷重(鉛直荷重)に見合う最低限の本数の杭のみを柱下に配置するような構造形式が必要であることが確認された。

本研究での結論から、中空鋼管に比較して確実に耐力・変形性能に優れるものの、根本的な課題となっていた「杭体頭部(ずれ止め付きコンクリート充填鋼管部)」について、耐力・変形能の評価方法を構築した方が得策であるという結論に至った。

1.5 鋼管杭の杭頭部構造

建築分野で鋼管杭が基礎杭として使用され始めた 1970 年代、鋼管杭の杭頭部には、鋼管頂部の丸蓋鋼板と鋼管内の十字補強板を組み合わせた金物を取り付ける構造が一般的であった。その後、施工機械の性能向上や施工技術の進歩による鋼管杭の大径化に伴って、丸蓋鋼板と十字補強板の重量増加や取付け作業の効率低下など、いくつかの技術的な問題が生じたため、鋼管杭協会（現〔一社〕鋼管杭・鋼矢板技術協会）にて構造形式の見直しとパイルキャップとの接合部に関する設計方法の検討等が行われた（図 1.21 参照）。

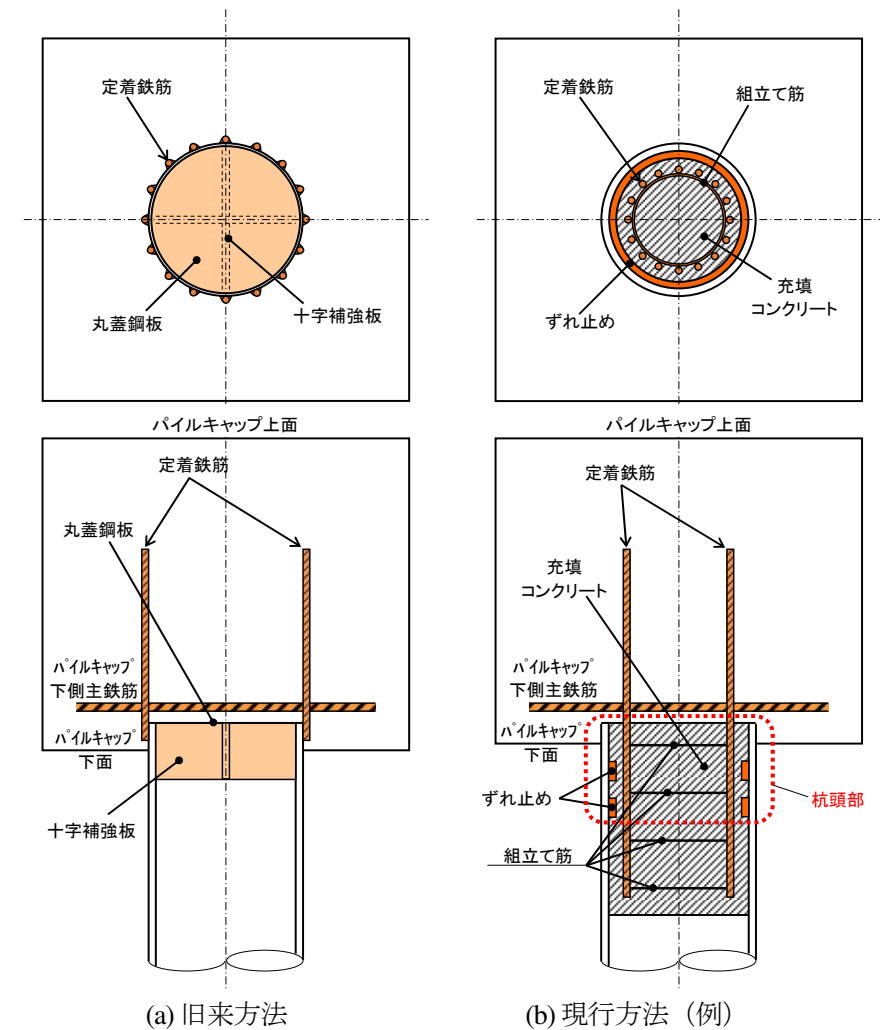


図 1.21 鋼管杭の杭頭接合部および杭頭部

その結果、使用材料のコスト・入手性、現場取付け作業の能率・施工性、鋼管杭と基礎躯体との一体化等を考慮して、現在では一般的となった鋼管内面にずれ止めと称するプレートを複数段取付け、管内に鋼管径分のコンクリートを充填する構造（以下、ずれ止め付きコンクリート充填鋼管部材と称する）が採用されるに至った^{1.32)}。

この構造を採用するにあたり、内面ずれ止め付き鋼管を用いた充填コンクリートの押抜き実験やずれ止めの取付け実験などが行われ、ずれ止めの寸法・段数、取付け位置・方法、溶接仕様などが決定された。これらの仕様をもとに、上部構造から伝達される荷重を想定し、各部の応力状態を簡略的に仮定した許容応力度設計式が示された。



写真 1.5 鋼管内面のずれ止め

1.6 東北地方太平洋沖地震（東日本大震災）の発生と鋼管杭基礎

2011年（平成23年）3月11日、宮城県牡鹿半島の東南東沖130キロメートル、深さ約24kmを震源として発生した「東北地方太平洋沖地震」は、モーメントマグニチュード（M_w）9.0という観測史上最大規模の地震であった。この地震により発生した巨大津波は、波高10m以上、最大遡上高40.1mに達し、東北地方および関東地方の太平洋沿岸部に壊滅的な被害を発生させた。また、巨大津波以外にも、地震動や地盤の液状化、地盤沈下、ダム決壊等によって、北海道南岸から東北地方および北関東から東京湾を含む南関東までの広範囲で被害が発生し、各種インフラが寸断された。本震災による死者・行方不明者は22,000人（災害関連死を含む）を超え、建築物の被害（流失・全壊・半壊・一部損壊）は1,262,000棟に及んだ。

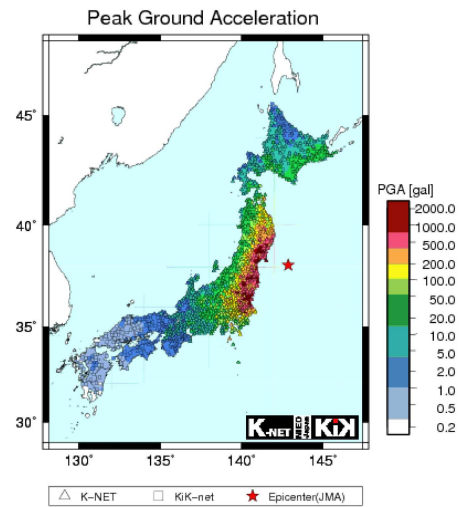
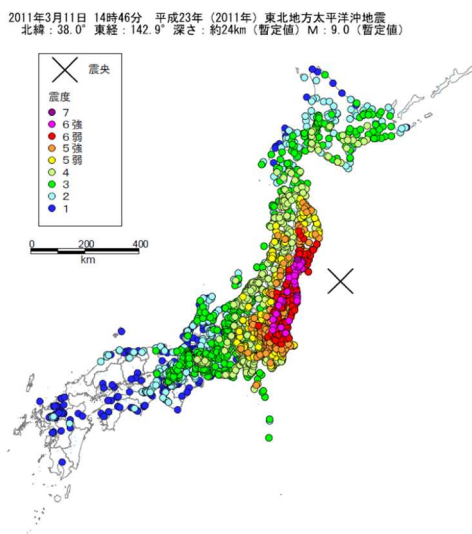


図 1.22 東北地方太平洋沖地震での震度分布^{1.33)} 図 1.23 東北地方太平洋沖地震での最大加速度分布^{1.34)}



写真 1.6 津波到達直後の女川町市街地



写真 1.7 津波による被害状況（宮城県女川町）



写真 1.8 液状化による被害（千葉県浦安市）



写真 1.9 液状化による被害（千葉県千葉市）



写真 1.10 液状化による被害（茨城県潮来市）

鋼管杭・鋼矢板技術協会の調査では、建築構造物の基礎杭として鋼管杭が使用された事例は、北海道 41 件、東北 31 件、関東 427 件であったが、鋼管杭基礎の被害事例はなかった。この地震を新たな契機として「日本建築学会」においても大地震（いわゆる、レベルⅡ地震）に対する基礎杭設計（終局設計）の必要性が認識された。



写真 1.11 支持地盤まで鋼管杭を打設した建物（千葉県浦安市）



写真 1.12 支持地盤まで鋼管杭を設置した建物（宮城県石巻市）

1.7 鋼管杭頭部の構造性能

前述したように、鋼管杭の杭頭部には、従来から鋼管内面にずれ止めと称するプレートを複数段取り付け、管内に鋼管径分のコンクリートを充填する構造（ずれ止め付きコンクリート充填鋼管部材）が一般的に用いられている。しかしながら、ずれ止めの効果に関しては構造実験等による詳細検討は為されておらず、許容応力度による設計式が示されていたものの、これは構造実験や数値解析等にもとづくものではなく、終局耐力についても言及されていなかった。

また、現状において、鋼管杭の曲げ座屈に関する耐力評価法は確立しているものの^{1.35)~1.41)}、ずれ止め付きコンクリート充填鋼管部材の終局曲げ耐力や塑性変形性能を検証した研究報告はなく、大地震時に想定されるような高軸力下での実験例もないのが実状である。

本研究では、鋼管杭の杭頭部として一般的な構造形式となった鋼とコンクリートの複合構造体であるずれ止め付きコンクリート充填鋼管部材に関して、図 1.21 (b) の赤破線に示す鋼管杭頭部における

- ①終局耐力と塑性変形性能の確認
- ②終局状態に至るまでの挙動や応力伝達メカニズムの確認
- ③終局耐力と塑性変形性能の評価方法の提案と妥当性の検証
- ④ずれ止め付きコンクリート充填鋼管部材のコストダウン効果の検証

を主な目的とする。

「ずれ止め付きコンクリート充填鋼管部材」では、充填コンクリートの打設長がコンクリート充填鋼管部材（以下、CFT部材と称する）に比較して短いため、終局曲げ耐力・変形性能はCFT部材と同等もしくは若干小さくなるものと想定される。しかしながら、現状ではずれ止め付きコンクリート充填鋼管部材である鋼管杭の杭頭部は、鋼管のみの耐力・変形性能で評価されているため、これが適切に評価できれば、より精度の高い基礎杭設計が可能となる。その結果として、建設費のコストダウンにも繋がる。

参考文献

- 1.1) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針（第3版），2019.11
- 1.2) 鋼管杭協会：明日を築く No.7, 1973.11
- 1.3) 鋼管杭協会：明日を築く No.16, 1975.12
- 1.4) 鋼管杭施工管理士検定試験委員会：HP, http://www.sppshiken.com/?page_id=12
- 1.5) 鋼管杭・鋼矢板技術協会：回転杭工法 施工管理要領 [Edition 2.0], 2021.3
- 1.6) SGE 工法協会：プレボーリング先端拡大根固め鋼管杭工法（カタログ），2018.9
- 1.7) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針（第2版），2001.10
- 1.8) 国土交通省国土技術政策総合研究所：国立研究開発法人建築研究所監修：2015年版 建築物の構造関係技術基準解説書，2015
- 1.9) 辰見ター，木下雅敬，高野公寿，寺崎滋樹，廣瀬智治，鈴木正明：鋼管杭基礎の安全限界水平抵抗力算定手法の検討：その1～その2，日本建築学会 大会学術講演梗概集，pp.549-552, 2002.7
- 1.10) 日本鋼構造協会：建築鋼管杭基礎の耐震性能評価技術の調査研究報告書，2001.3
- 1.11) 廣瀬智治，坂本俊彦，市川和臣，阿部幸夫，北濱雅司，高野公寿，中井正一，田村修次：支持杭間に短杭を配置した杭基礎構造（機能分担基礎構造）の水平抵抗に関する評価，日本建築学会技術報告集，第19巻，第42号，pp.491-496, 2013.6
- 1.12) 廣瀬智治，辻井正人，阿部幸夫，納見昭広，清水広之，高野公寿，中井正一，田村修次：支持杭間に短杭を配置した杭基礎構造（機能分担基礎構造）に関する研究（その1）～（その3），日本建築学会大会学術講演梗概集，構造I，pp.547-552, 2010.7
- 1.13) 廣瀬智治，坂本俊彦，市川和臣，阿部幸夫，高野公寿，中井正一，田村修次：支持杭間に短杭を配置した杭基礎構造（機能分担基礎構造）に関する研究（その4），日本建築学会大会学術講演梗概集，構造I，pp.561-562, 2012.7
- 1.14) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針（第2版），pp.280-284, 2001.10
- 1.15) 日本建築学会：建物と地盤の動的相互作用を考慮した応答解析と耐震設計，pp.154-156, 2006.2
- 1.16) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 平成14年3月，2002.3
- 1.17) 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・抗土圧構造物，2000.6
- 1.18) 藤川智，福武毅芳：短杭併用による支持杭の応力低減効果の解析的検討，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造系，pp.781-782, 1997.7
- 1.19) 稲垣浩文，山田哲，和田章：縮小模型を用いた損傷制御型杭基礎構造の振動台実験，日本建築学会関東支部研究報告集，pp.177-180, 2000
- 1.20) 中井正一，真野英之，松田崇，石田理永：極短杭を有する杭基礎構造物の振動特性に関する基礎的検討，日本建築学会構造系論文集 第567号，pp.79-84, 2003.5
- 1.21) 弘中孝宜，佐伯英一郎，永田誠，小林勝巳，山田哲，和田章：細長い支持杭と太短い耐震杭を併用した損傷制御杭基礎構造，日本建築学会構造系論文集 第578号，pp.59-66, 2004.4
- 1.22) ABAQUS Ver6.9-2, Dassault Systemes Simulia Corp., 2009
- 1.23) 栗田唯，田村修次，肥田剛典，栗木周：短杭と支持杭の併用基礎に対する動的遠心載荷実験，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造系，pp.547-548, 2011.7
- 1.24) 国土交通省 国土技術政策総合研究所 建築研究部：限界耐力計算（地盤増幅）簡易計算プログラム，2002.2
- 1.25) 榎並昭，安達俊夫，山田雅一，藤井龍男，福田恵美，小林寛，竹内雅之：原位置地盤のせん断剛

- 性, 減衰定数の歪依存性の推定法に関する実験的研究 (その 1. 豊浦砂に関する室内試験結果), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造系, pp.935-936, 1985.7
- 1.26) 榎並昭, 安達俊夫, 山田雅一, 藤井龍男, 福田恵美, 小林寛, 竹内雅之: 原位置地盤のせん断剛性, 減衰定数の歪依存性の推定法に関する実験的研究 (その 2. Hardin-Drmovich モデルと等価線形モデル), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造系, pp.937-938, 1985.7
- 1.27) 榎並昭, 安達俊夫, 山田雅一, 藤井龍男, 福田恵美, 小林寛, 竹内雅之: 原位置地盤のせん断剛性, 減衰定数の歪依存性の推定法に関する実験的研究 (その 3. 砂質土地盤の推定法), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造系, pp.939-940, 1985.7
- 1.28) 小池潤, 榎並昭, 安達俊夫, 三輪紅介, 清水弘: 繰返し三軸試験機を用いた擬似動的実験による土の動的性質 (その 2. 豊浦砂に関する実験結果), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造系, pp.1659-1660, 1993.7
- 1.29) 廣瀬智治, 辻井正人, 阿部幸夫, 納見昭広, 清水広之, 高野公寿, 中井正一, 田村修次, : 支持杭間に短杭を配置した杭基礎構造 (機能分担基礎構造) に関する研究 (その 1) ~ (その 3), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 I, pp.547-552, 2010.7
- 1.30) 廣瀬智治, 坂本俊彦, 市川和臣, 阿部幸夫, 高野公寿, 中井正一, 田村修次: 支持杭間に短杭を配置した杭基礎構造 (機能分担基礎構造) に関する研究 (その 4), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 I, pp.561-562, 2012.7
- 1.31) 廣瀬智治, 坂本俊彦, 市川和臣, 阿部幸夫, 北濱雅司, 高野公寿, 中井正一, 田村修次: 支持杭間に短杭を配置した杭基礎構造 (機能分担基礎構造) の水平抵抗に関する評価, 日本建築学会技術報告集, 第 19 巻, 第 42 号, pp.491-496, 2013.6
- 1.32) 日本道路協会: 杭基礎設計便覧 (初版), 1986.1
- 1.33) 地震調査研究推進本部 (文部科学省研究開発局地震・防災研究課): 平成 23 年 (2011 年) 東北地方太平洋沖地震に関する情報, 2011.4
- 1.34) 防災科学研究所: 平成 23 年 (2011 年) 東北地方太平洋沖地震による強震動, 2021.6
- 1.35) 木村祥裕, 時松孝次: 液状化地盤において杭頭回転拘束を受ける鋼管杭の曲げ座屈応力度, 日本建築学会構造系論文集, 第 74 巻, 第 638 号, pp.721-729, 2009.4
- 1.36) 木村祥裕, 時松孝次: 液状化地盤において一定軸力及び水平力を受ける鋼管杭の最大耐力と終局曲げモーメント, 日本建築学会構造系論文集, 第 77 巻, 第 675 号, pp.775-781, 2012.5
- 1.37) 木村祥裕, 岸野泰典, 田村修次: 遠心載荷装置を用いた上屋・杭基礎-液状化地盤系における中空円形断面杭の動座屈実験, 日本建築学会構造系論文集, 第 80 巻, 第 717 号, pp.1707-1716, 2015.11
- 1.38) 木村祥裕, 後藤天志郎, 的場萌子, 田村修次: 遠心載荷実験装置を用いた上屋・杭基礎-地盤系における液状化地盤下の鋼管杭の動的メカニズムと終局耐力, 日本建築学会構造系論文集, 第 81 巻, 第 730 号, pp.2079-2089, 2016.12
- 1.39) 木村祥裕, 的場萌子, 後藤天志郎, 田村修次: 遠心載荷実験装置を用いた上屋・杭基礎-地盤系における液状化地盤の杭頭補強鋼管杭の終局耐力評価, 日本建築学会構造系論文集, 第 82 巻, 第 738 号, pp.1221-1231, 2017.8
- 1.40) 木村祥裕, 的場萌子, 田村修次: 塔状比の大きい上部構造物・杭基礎-地盤系の遠心載荷実験に基づく液状化地盤における鋼管杭の終局メカニズム, 日本建築学会構造系論文集, 第 86 巻, 第 779 号, pp.53-63, 2021.1
- 1.41) 的場萌子, 木村祥裕, 田村修次: 複数回地震動を受ける上部構造物・杭基礎-液状化地盤系の遠

心載荷実験による鋼管杭の累積損傷評価, 日本建築学会構造系論文集, 第 86 卷, 第 783 号, pp.749-760, 2021.5

2章 ずれ止め部コンクリートの支圧強度

2章 ずれ止め部コンクリートの支圧強度

本章では、鋼管杭の杭頭構造として一般的となったずれ止め付きコンクリート充填鋼管部材に対して、軸方向に圧縮荷重が作用するときのパイルキャップから鋼管杭への圧縮応力の伝達メカニズムを解明し、ずれ止めの効果および破壊性状を確認することを主な目的とする。鋼管杭基礎の杭頭部を模擬した軸方向押し込み実験とそれを模擬した数値解析から、ずれ止め部・杭頂部における圧縮荷重の分担率、コンクリートの支圧耐力を定量的に評価し、ずれ止め部における管内充填コンクリートの支圧強度算定式を提案する。

2.1 鋼管杭基礎の杭頭部を模擬した軸方向押し込み実験

ずれ止め部・杭頂部におけるパイルキャップコンクリートの支圧強度、破壊性状、応力伝達等を確認するため、杭頭接合部を模擬した試験体による押し込み実験および数値解析を実施した。

(1) $\phi 600$ 試験体による押し込み実験

1) 実験概要

試験体には $\phi 600 \times t19$ (SKK490) の鋼管を用い、パイルキャップ (コンクリート強度 28.8N/mm^2) へ 100mm 埋め込む構造とした。また、ずれ止めは、厚さ $9\text{mm} \times$ 幅 25mm (SS400) とし、鋼管内面に 2 段取り付けた。図 2.1 に試験体の概略を示す。なお、載荷方法は単調漸増繰返し載荷とした。

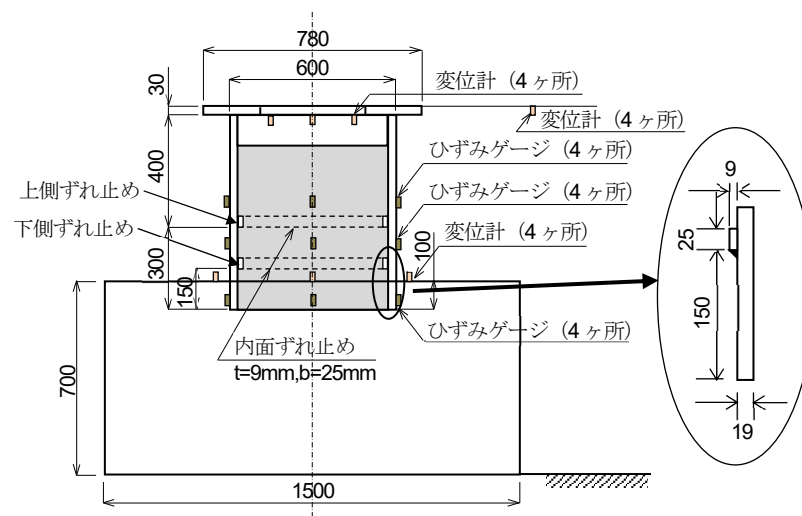


図 2.1 試験体概略図

2) 数値解析

数値解析には MSC Software 社 Marc 2003 を用いた。解析メッシュ (4 節点軸対象ソリッド要素) を図 2.2 に示す。ずれ止めの溶接部は三角形要素とし、コンクリート下端は完全固定、鋼材とコンクリートの境界は CONTACT 機能により接触 (クーロン摩擦 0.6) を考慮した。鋼材とコンクリートの物性値を表 2.1、表 2.2 に、鋼材の応力とひずみの関係を図 2.3 に示す。

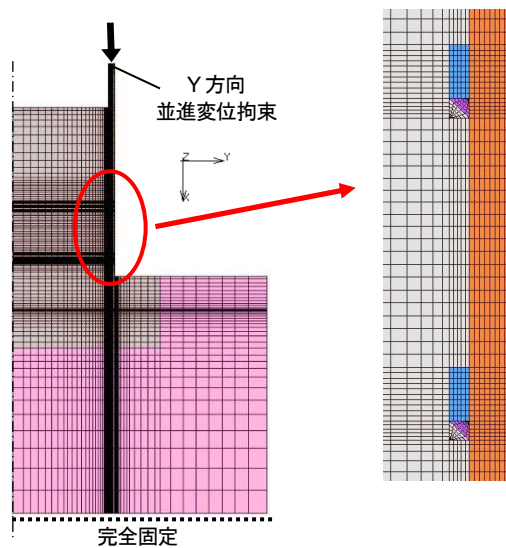


図 2.2 解析メッシュ

表 2.1 鋼材（鋼管・ずれ止め）の物性値

部位	ヤング率 (N/mm ²)	ポアソン 比	降伏応力度 (N/mm ²)	応力-ひずみ関係 (SSカーブ)
鋼材	2.05×10^5	0.3	346.7	弾塑性
鋼管上部	2.05×10^9		—	弾性

表 2.2 コンクリートの物性値

ヤング率 E_c (N/mm ²)	ポアソン 比	F_c (N/mm ²)	ϕ (°)	C (N/mm ²)	σ_{cr} (N/mm ²)	E_s (N/mm ²)
2.44×10^4	0.2	28.8	20	10.09	2.39	2.44×10^5

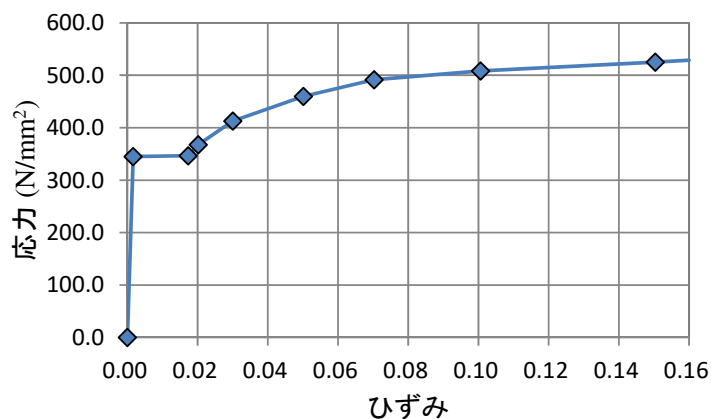


図 2.3 鋼材の応力とひずみの関係

コンクリートについては、引張応力がクラック発生応力 σ_{cr} に達するとクラックが発生し、その後一定勾配 $E_s (=10 \times E_c)$ で応力が0になるまで軟化するモデルとした。クラック発生面におけるせん断応力の伝達低下は、せん断保持率5%として考慮し、降伏条件はDrucker-Pragerの降伏条件（線形モールクーロン）とした。また、解析ケースは、図2.4に示すようにコンクリートのクラックや破壊を考慮した非線形領域の範囲をパラメータとする3ケースとした。

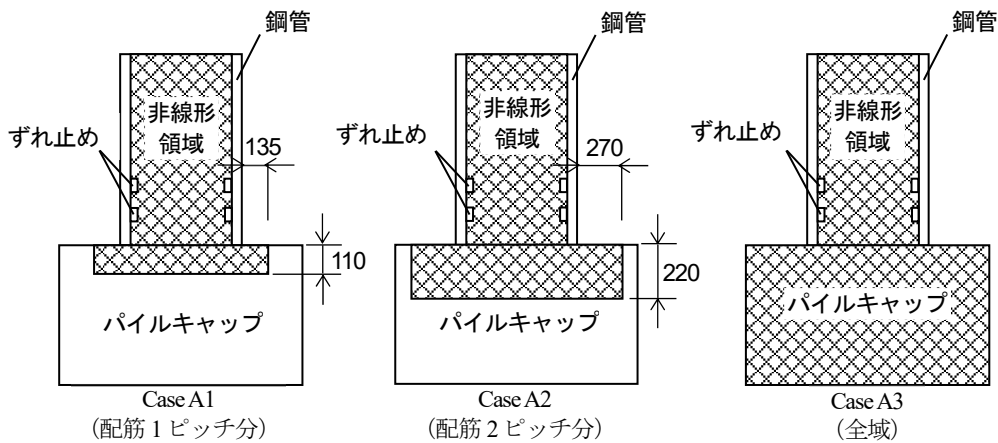


図 2.4 解析ケース

3) 実験結果と解析結果の比較（荷重－変位関係）

図 2.5 に実験および解析における荷重と変位の関係を示す。実験では実験装置の載荷限界荷重が 10000kN であったため、明確な降伏荷重は確認できなかった。よって数値解析では、試験最大荷重近傍の各部材の応力状態に着目した解析を行った。

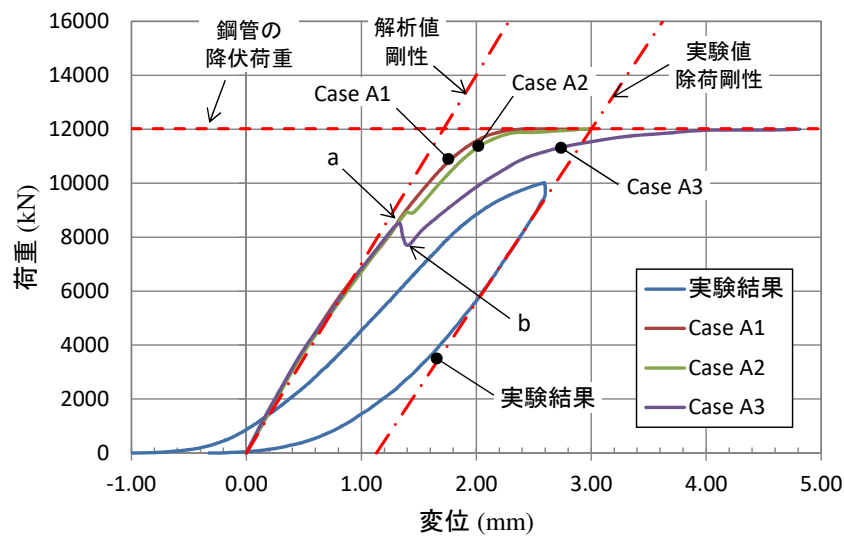


図 2.5 実験および解析における荷重と変位の関係

各解析ケースとも、初期剛性は実験値の除荷剛性と比較的一致する結果となった。Case A3 ではパイルキャップ部全域を非線形領域としたが、図中の a 点で急激にクラックが進行し、剛性が低下する結果となった。しかしながら、剛性低下後の挙動や荷重分担等から、解析モデルとしては Case A3 が概ね良好な結果が得られるものと判断し、実験値との比較を行った。

4) 荷重分担

1000kN および 10000kN 載荷時のずれ止め部と鋼管端部の荷重分担率を図 2.6 に示す。10000kN 時において、実験値と解析値は概ね一致しているが、実験値は解析値に比べて 2 段目ずれ止めの分担率が若干小さく、鋼管端部の分担率が若干大きくなっている。これは、鋼管周囲に拘束がないために加力により鋼管が外側に膨らみ、これによってずれ止め部でコンクリートの局部支圧破壊が発

生したためと考えられる。

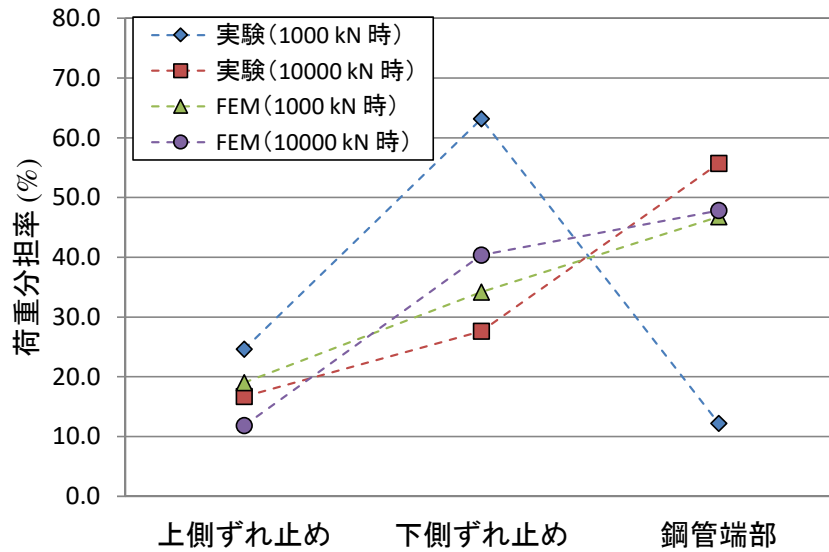


図 2.6 ずれ止め部と鋼管端部における荷重分担率

荷重と鋼管の内外面ひずみの平均値から換算した荷重分担率の関係を図 2.7 に示す。実験値と解析値は、ほぼ同様の傾向を示しているが、鋼管端部の荷重分担率が 50% 以上と大きく、この傾向は 2000~10000kN 時まで継続している。これは、ずれ止めから充填コンクリートへの応力伝達は、支圧のみによるためと考えられる。また、解析値において 8000kN 付近で現れる不連続点は、コンクリートクラックによる剛性低下によるものである。

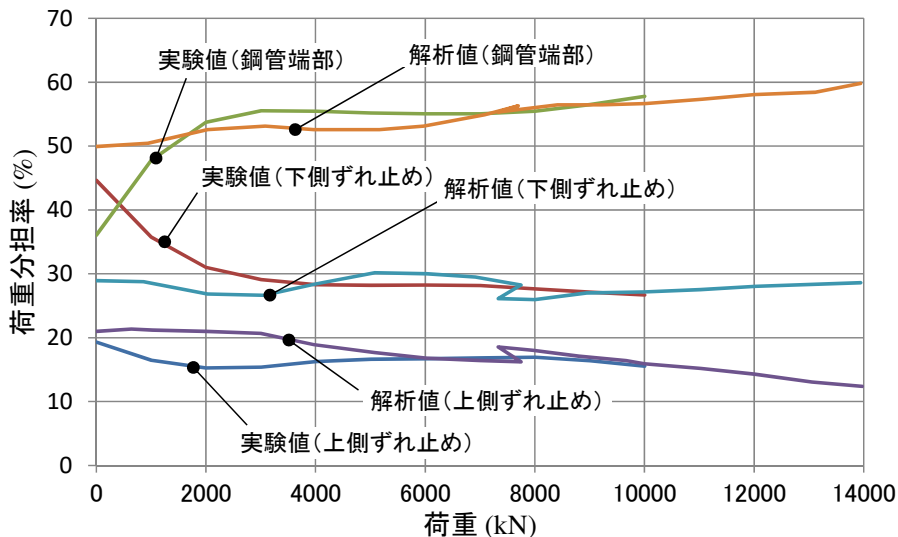


図 2.7 荷重と荷重分担率 (内外平均) の関係

5) 支圧強度

ずれ止め下面と鋼管端部の単位面積当たりの支圧強度をコンクリートの一軸圧縮強度 ($F_c=28.8$ N/mm²) に対する比率 (以下、 F 値倍率 と称す) として評価した。荷重と F 値倍率の関係を図 2.8 に示す。 F 値倍率は、概ね 4.5~7.7 となっている。

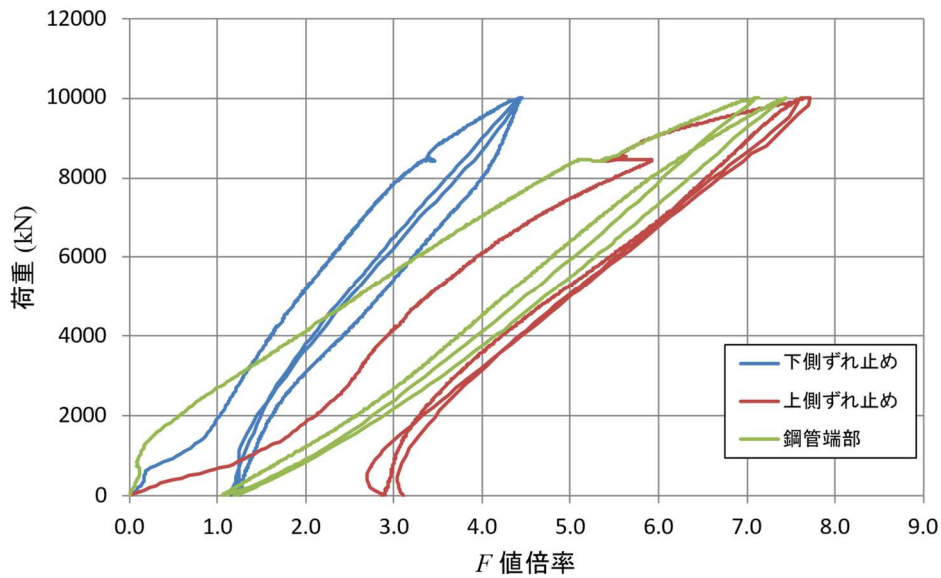


図 2.8 荷重と F 値倍率の関係

(2) $\phi 400$ 試験体による押し込み実験

1) 実験概要

試験体には $\phi 400 \times t12$ (SM490) の鋼管を用い、パイルキャップ (コンクリート強度 9.75N/mm^2) へ 100mm 埋め込む構造とした。図 2.9 に試験体の概要を示す。ずれ止めは、厚さ $6\text{mm} \times$ 幅 13mm (SS400) とし、鋼管内面に 0~3 段取り付けた。また、パイルキャップ部の配筋は $D10@150\text{mm}$ とした。

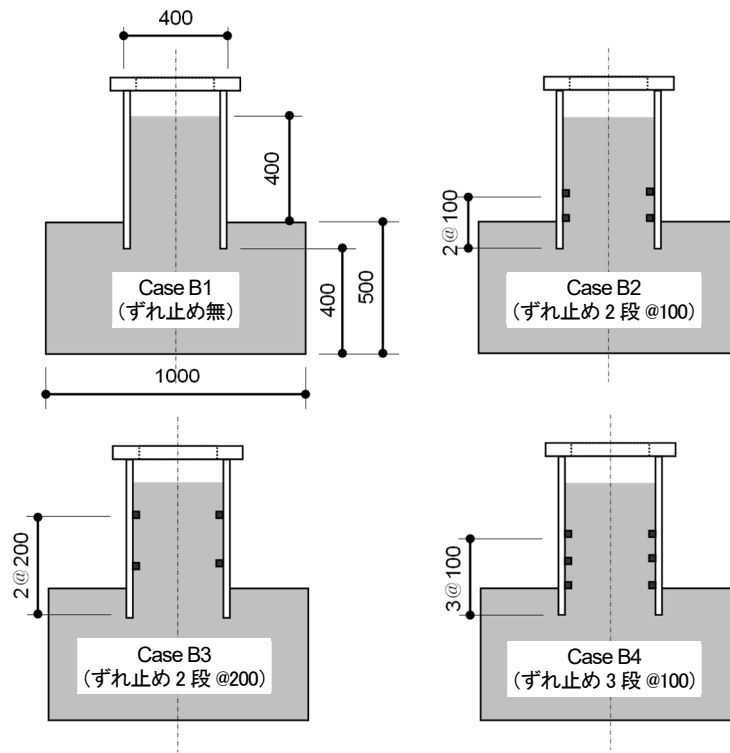


図 2.9 $\phi 400$ 押し込み実験の試験体概要

鋼管の降伏点をもとに径厚比による許容応力度低減を考慮した長期許容荷重, 短期許容荷重 (= 1.5×長期許容荷重), 降伏荷重をピークとして、最大荷重 10000kN の試験装置を用い、単調漸増繰返しにより載荷した。計測項目と計測位置を表 2.3 に、計測機器の位置を図 2.10～図 2.12 示す。

表 2.3 計測項目と計測位置

計測項目	計測器	計測位置	
変位	変位計	ラム変位	4点
		内面変位	4点
		押し込み量	4点
ひずみ	2軸ゲージ	鋼管外面	1～2断面×4箇所
	コンクリートゲージ	パイルキャップ下面	1断面×8箇所

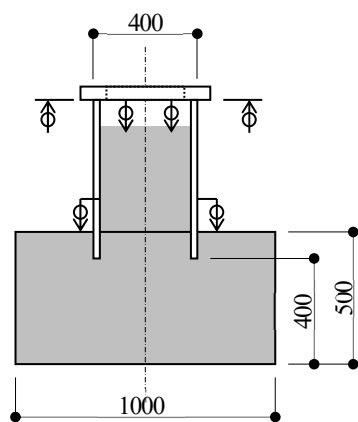


図 2.10 変位計の位置

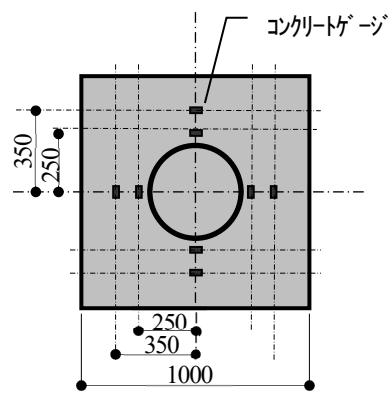


図 2.11 コンクリートゲージの位置

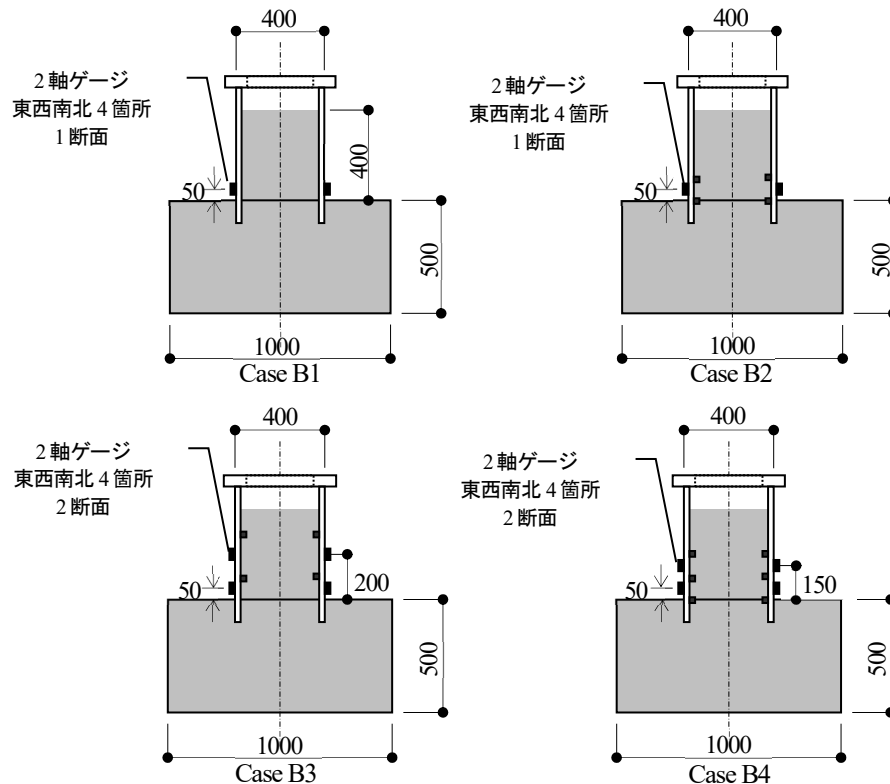


図 2.12 ひずみゲージの位置

2) 実験結果

図 2.13 に実験結果を示す。Case B1 では緩やかな初期勾配で荷重が増加し、約 2000kN で勾配に変化が現れた。除荷後の残留応力が発生していないことから、この時点でコンクリートの支圧破壊が発生したものと考えられるが、最大荷重は約 2800kN であった。

他の試験体では、いずれも Case B1 と同様の初期勾配で荷重が増加し、約 3300kN で勾配に変化が現れた。破壊はずれ止め部の支圧破壊ではなく、パイルキャップ部での破壊が先行したため、ずれ止め段数および取付け位置によらず同程度の最大荷重（約 5000kN）となった。

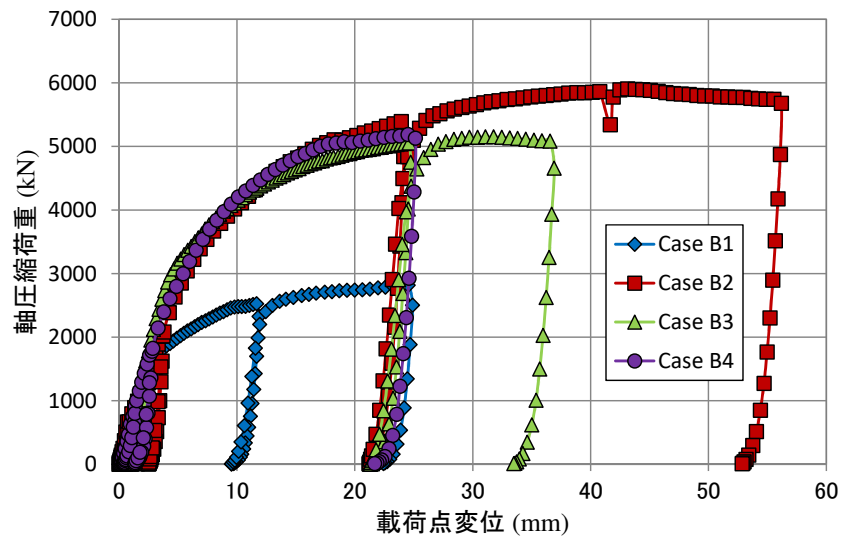


図 2.13 載荷荷重と載荷点変位の関係 ($\phi 400$ 試験体による押し込み実験)

3) 数値解析

解析メッシュを図 2.14 に示す。数値解析の基本条件は、 $\phi 600$ による押し込み実験の場合と同様である。ただし、鋼管の物性値は、引張試験より求めた S-S 曲線（図 2.15 参照）を用い、ポアソン比 0.3 とした。コンクリートの物性値は、表 2.4 に示す通りである。

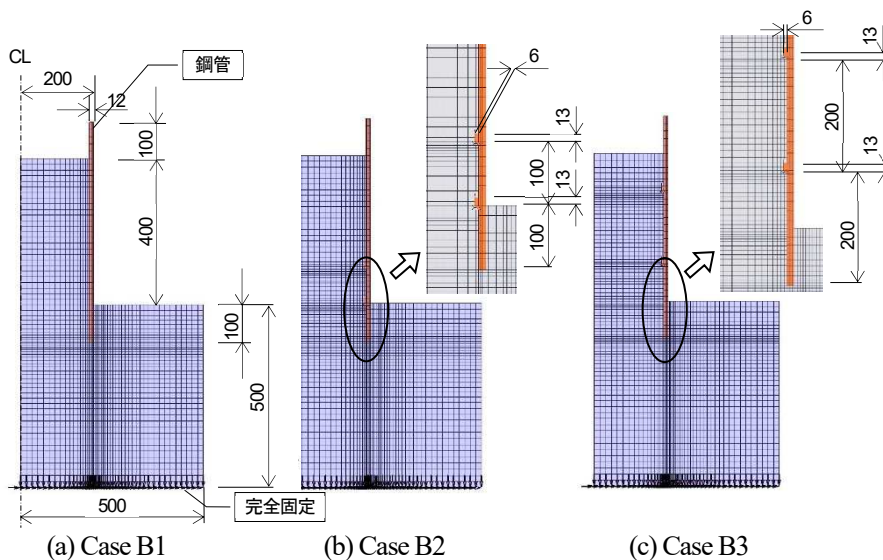


図 2.14 解析メッシュ

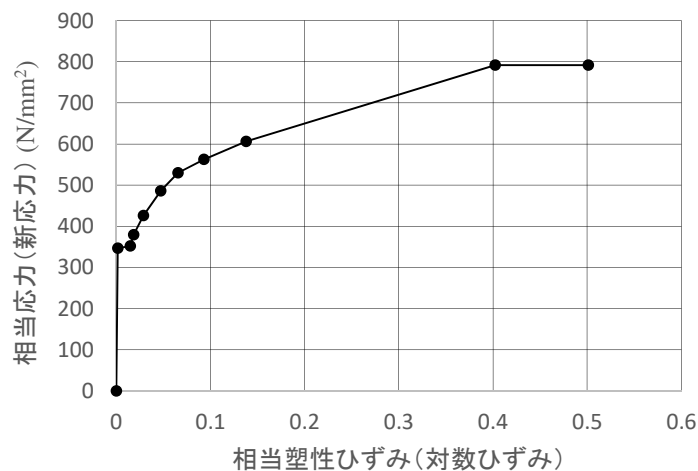


図 2.15 鋼管の物性値 (引張試験より求めた S-S 曲線)

表 2.4 コンクリートの物性値

ヤング率 (N/mm ²)	ポアソン 比	F_c (N/mm ²)	ϕ (°)	C (N/mm ²)	σ_{cr} (N/mm ²)	E_s (N/mm ²)
1.47×10^4	0.2	9.75	30	2.81	0.975	1.47×10^5

クラック発生面におけるせん断応力の伝達低下は、せん断保持率を 5%として考慮した。また、 C 値は原点を通る直径 F_c のモール円に傾き $\phi = 30^\circ$ の接線を引き求めた。

4) 実験結果と解析結果の比較

実験および解析における荷重と変位の関係を図 2.16 に示す。各ケースとも初期剛性は異なるものの、実験結果と解析結果の最大荷重は概ね一致している。

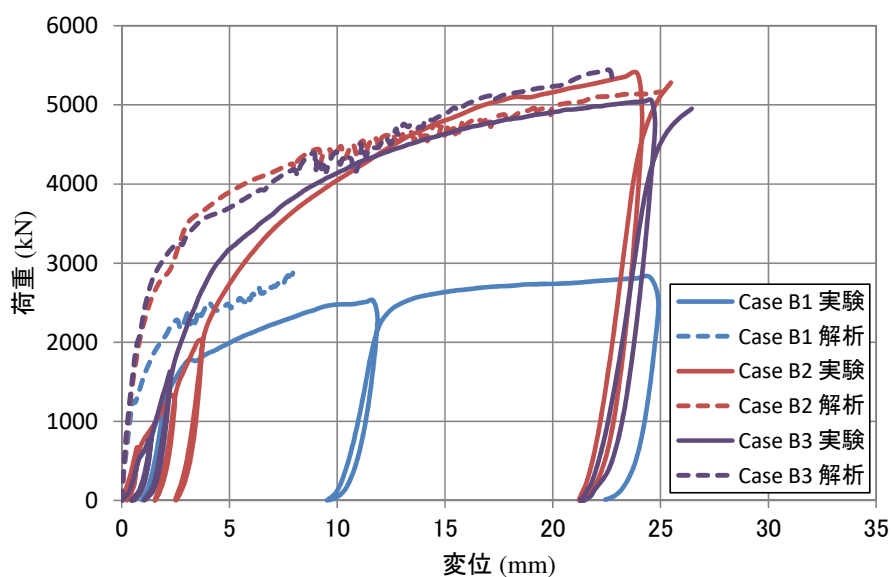


図 2.16 実験および解析における載荷荷重と載荷点変位の関係

最大荷重におけるコンクリート部の塑性ひずみ発生状況（破壊状況）を図 2.17 に示す。Case B1 では、鋼管端部から鋼管の内外方向に向かってほぼ 45° の角度で塑性領域が進展している。Case B2, B3 では、鋼管端部からの塑性領域の進展は Case B1 と同様であるが、ずれ止め部からも塑性領域が進展していることが確認できる。

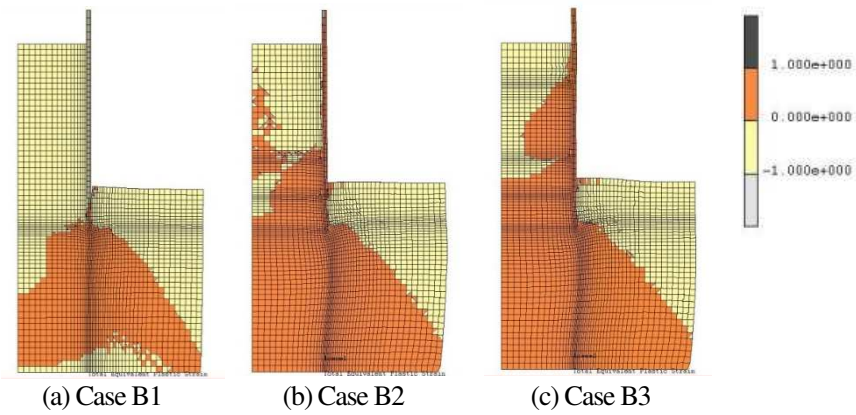


図 2.17 コンクリート部の塑性ひずみ発生状況

2.2 ずれ止め部コンクリートの支圧強度（既往の支圧耐力式の適応性検証）

鋼管内にずれ止め（支圧リング）を取り付けた管内充填コンクリート部の押抜き耐力については、文献 2.1)、文献 2.2) にその報告がなされている。また、文献 2.1) では、ずれ止め部コンクリートの最大支圧耐力式として (2.1) 式が示されている。

$$P_{cu} = \alpha_c \cdot P_c \quad (2.1)$$

$$P_c = F_c \cdot (A_c \cdot A_r)^{1/2} \quad (2.2)$$

ただし、

$$\left. \begin{aligned} \alpha_c &: \text{鋼管の径厚比による耐力上昇率} \\ &\alpha_c = 5.05 - 0.053 D/t \text{ (リングが 1 枚の場合)} \\ &\alpha_c = 5.32 - 0.054 D/t \text{ (リングが 2 枚の場合)} \\ F_c &: \text{コンクリートのシリンダー圧縮強度 (N/mm}^2\text{)} \\ A_c &: \text{コンクリートの断面積 (mm}^2\text{)} \\ A_r &: \text{リングの投影面積 (mm}^2\text{)} \end{aligned} \right\} \quad (2.3)$$

である。

鋼管内面のずれ止め部コンクリートの支圧強度 ${}^c\sigma_{ir}$ は、(2.1) 式をもとに、ずれ止めによる支圧力の影響範囲が管内全域に伝達するものとして (2.4) 式により算出するものとした（図 2.18 参照）。

$${}^c\sigma_{ir} = \alpha \cdot \sqrt{A_p / (n \cdot A_{ir})} \cdot F_c \quad (2.4)$$

ここで、

$$\left. \begin{aligned} {}^c\sigma_{ir} &: \text{鋼管内面のずれ止め部コンクリートの支圧強度 (N/mm}^2\text{)} \\ \alpha &: \text{既往の実験結果より推定した鋼管の径厚比による強度上昇率で} \\ &\text{下式による} \\ &\alpha = 5.05 - 0.053 D/t \geq 1.0 \\ A_p &: \text{鋼管の閉塞面積 (mm}^2\text{)} \\ n &: \text{ずれ止めの段数} \\ A_{ir} &: \text{鋼管内面のずれ止め部の投影面積 (mm}^2\text{)} \\ D &: \text{鋼管の外径 (mm)} \\ t &: \text{鋼管の板厚 (mm)} \end{aligned} \right\} \quad (2.5)$$

である。

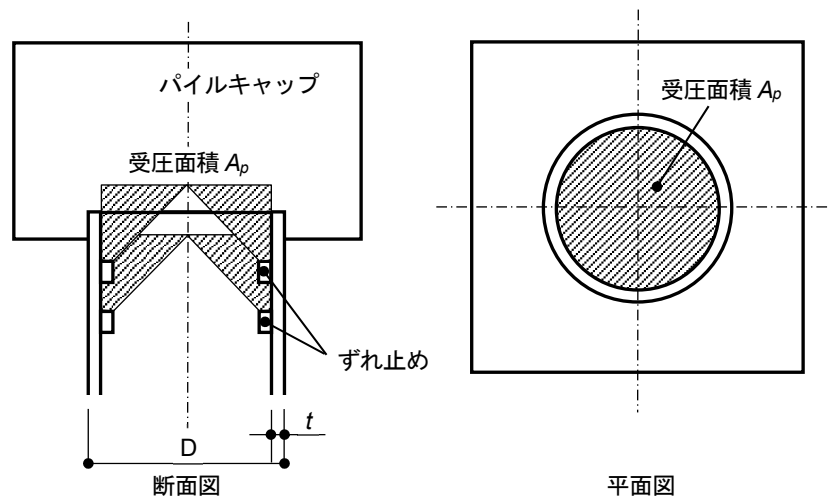


図 2.18 ずれ止め部コンクリートの支圧強度概念図

文献 2.1), 文献 2.2)では、比較的小径の鋼管にて実験が実施されていたため、大径鋼管への適用性確認を目的として既往の押抜き実験結果をもとに検証を行った。大径鋼管での実験概要を図 2.19、実験ケースと実験結果を表 2.5 に示す。図 2.20 は、文献 2.1), 文献 2.2)のデータ中、ずれ止めと管内充填コンクリートのずれ変形により最大荷重 P_{max} に至ったデータに大径鋼管での実験結果を加え、(2.1)式による支圧耐力 P_{cu} との比較結果である。実験値と算定値が概ね一致していることから、(2.1)式をもとにした(2.4)式は、大径鋼管の場合でも適用できるものと考えられる。

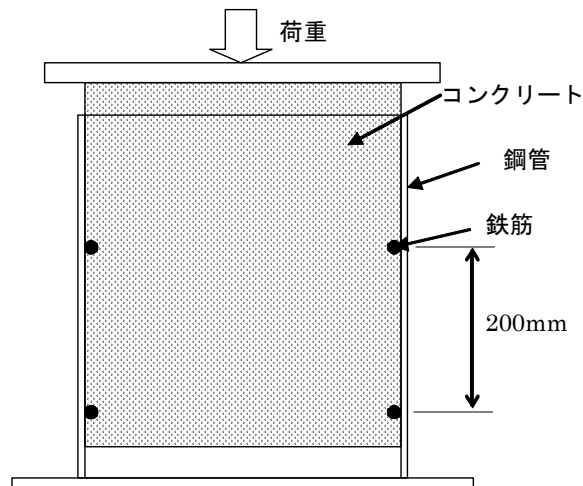


図 2.19 大径鋼管での実験概要

表 2.5 大径鋼管での実験ケースと実験結果

ケース名	鋼管		ずれ止め		コンクリート 圧縮強度 (N/mm ²)	最大荷重 (kN)
	径 (mm)	板厚 (mm)	高さ (mm)	段数		
Case C1	406.4	9.5	13	2	24.1	5149
Case C2	406.4	12.7	13	2	24.1	5819
Case C3	406.4	12.7	16	2	24.1	6082
Case C4	400.0	16	13	2	20.0	6519
Case C5	609.6	19	13	2	24.0	9467
Case C6	800.0	22	13	2	24.0	10000 以上

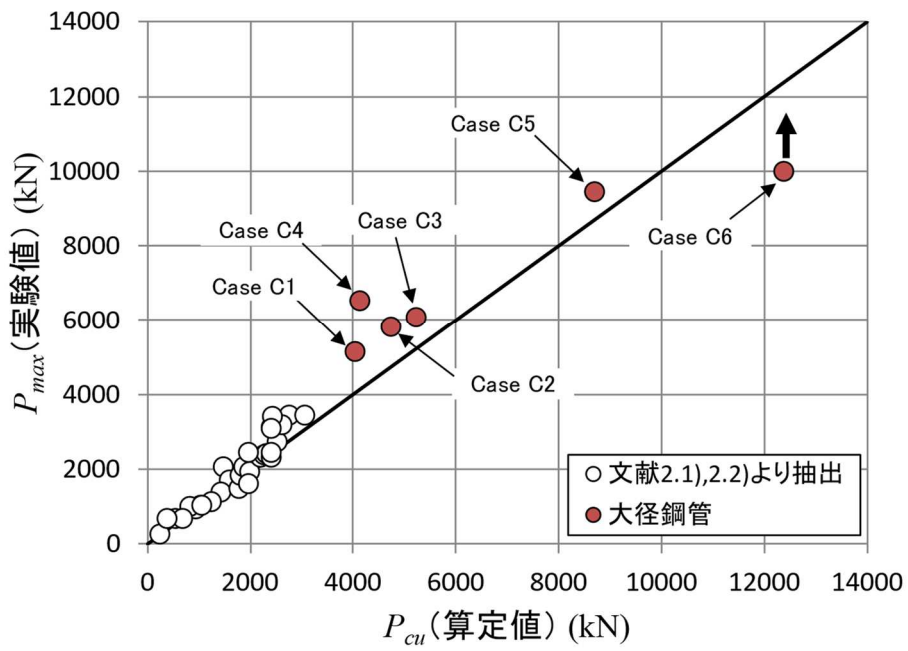


図 2.20 押抜き耐力（実験値）と支圧耐力（算定値）の比較

2.3 ずれ止めとコンクリート間の応力伝達

ずれ止めとコンクリート間の軸圧縮応力伝達メカニズムを確認するため、既往の押抜き実験を模擬した数値解析を実施した。

(1) 解析概要

解析には ABAQUS 6.14²⁵⁾ を用いたが、モデルの構成要素は鋼管、充填コンクリート、ボンド要素、クラック要素の 4 種類とし、各要素間の接触面は剛体ばねにより接合させた。解析モデルでは、充填コンクリートを 8 節点ソリッド要素で構築したが、クラック要素には要素間の応力伝達について粘性型の制御を設定した。粘性要素を使用した場合の変形性状は、本来あるべき脆性型変形から粘性型変形となるため、本モデルでは粘性特性の使用を部分的な範囲にとどめた(図 2.21 参照)。解析ケースを表 2.6 に、各要素の材料特性を表 2.7 に示す。

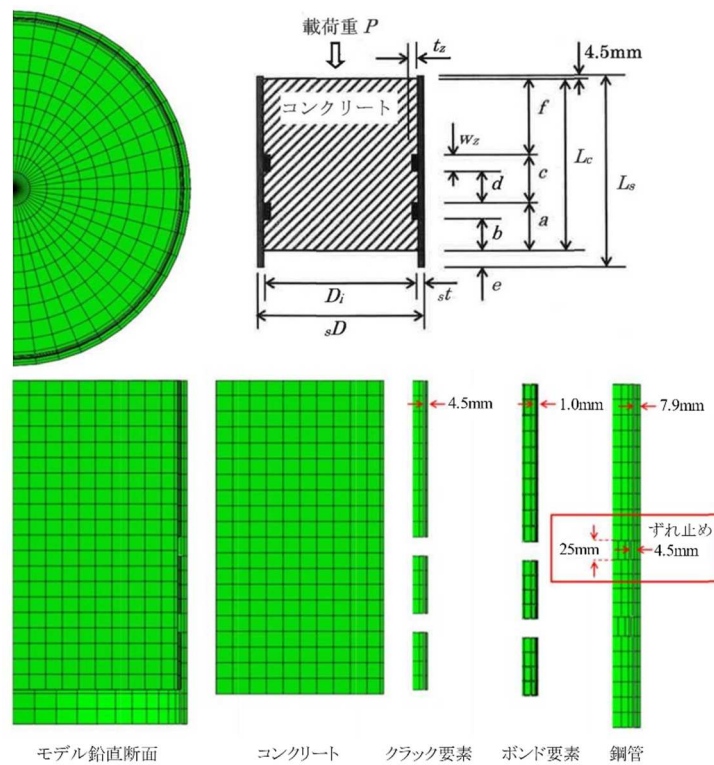


図 2.21 押抜き実験を模擬した解析モデル

表 2.6 解析ケース

試験体 No.	鋼管		ずれ止め						
	sD (mm)	st (mm)	t_z (mm)	n	a (mm)	b (mm)	c (mm)	d (mm)	f (mm)
1	457.2	7.9	4.5	2	100	75	100	75	205
2									

表 2.7 各要素の材料特性

要素	弾性係数 (N/mm ²)	降伏応力度 (N/mm ²)	圧縮強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	備考
鋼管	209000	309	—	—	
コンクリート	28700	—	30.1	3.01	剛性型
クラック要素	28700	—	30.1	3.01	粘性型

(2) 解析結果

解析結果を図 2.22～図 2.24 に示す。図 2.22 は荷点における押抜き荷重－変位関係であるが、初期剛性が異なるものの、実験値と解析値の最大押抜き荷重は概ね一致する結果となった。図 2.23 はコンクリートとクラック要素の軸応力コンター、図 2.24 は鋼管の軸応力コンターであるが、軸応力がコンクリートからずれ止めへ伝達され、荷点側のずれ止めが軸圧縮応力の大部分を負担していることがわかる。

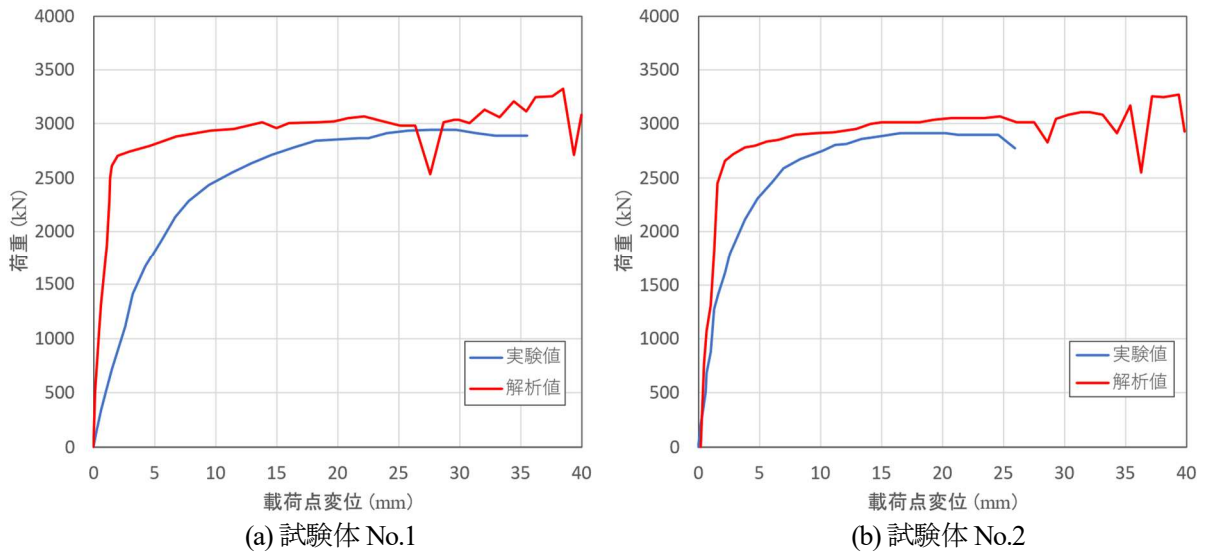


図 2.22 荷点における押抜き荷重と変位の関係

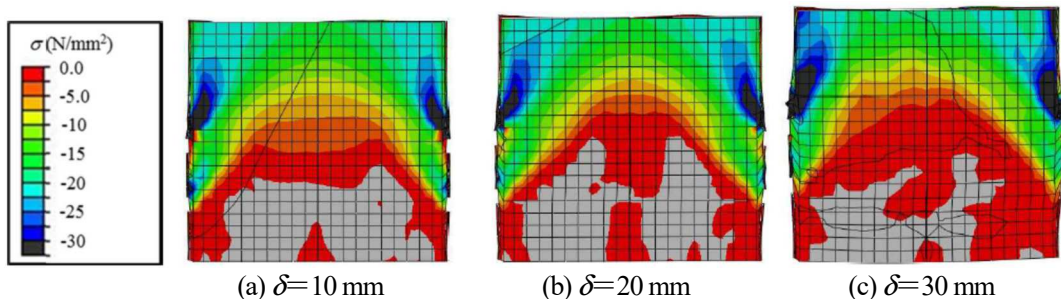


図 2.23 コンクリートとクラック要素の軸応力コンター

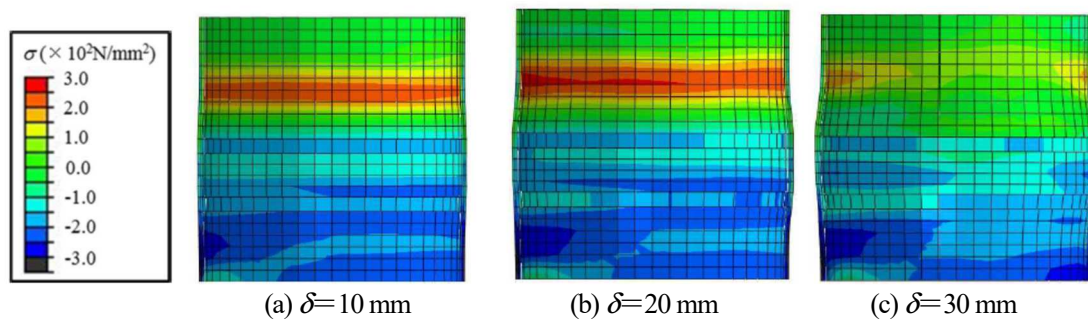


図 2.24 鋼管の軸応力コンター

2.4 まとめ

既往の文献 2.1), 文献 2.2) に示される (2.1) 式 (鋼管内にずれ止めを取り付けた充填コンクリート部の押抜き耐力算定式) をもとにした (2.4) 式 (支圧強度算定式) は、大径鋼管の場合にも適用でき、かつ、その算定値は概ね実験結果と一致する。

また、ずれ止め付きコンクリート充填鋼管では、鋼管の軸圧縮応力は、管内のずれ止めを介して管内充填コンクリートに伝達される。ずれ止め付きコンクリート充填鋼管に軸圧縮荷重が作用した際の荷重分担率は、鋼管端部 (杭頂部) にて 50~60% であり、その差分をずれ止め部が負担する。

参考文献

- 2.1) 宮尾俊明, 中村信行, 杉山武彦: 裏あてリング付コンクリート充填鋼管柱の付着耐力評価, 日本建築学会 技術報告集, 第4号, 1997.3
- 2.2) 高木潤一, 中村信行, 宮尾俊明, 猪砂利次, 杉山武彦, 難波隆行: 鋼管内面にリング状の機械的すべり止めを有するコンクリート充填円形鋼管柱の付着耐力評価, 日本建築学会 大会梗概集, pp1131-1132, 1999.9
- 2.3) 廣瀬智治, 柳悦孝, 高野公寿, 脇屋泰士, 鈴木正明, 増田敏聡, 外山征: 鋼管杭の杭頭結合構造に関する研究(その1)～(その4), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 I, pp.529-536, 2006.7
- 2.4) 外山征, 廣瀬智治, 高野公寿, 脇屋泰士, 柳悦孝, 増田敏聡, 鈴木正明: 鋼管杭の杭頭結合構造に関する研究(その5)～(その7), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 I, pp.547-552, 2007.7
- 2.5) Dassault Systèmes: ABAQUS/Standard User's Manual version 6.14-2, 2014.4

3章 ずれ止め付きコンクリート充填鋼管部材における ずれ止めと充填コンクリート間の応力伝達

3章 ずれ止め付きコンクリート充填鋼管部材におけるずれ止めと充填コンクリート間の応力伝達

2章では、鋼管内面にずれ止めを取り付けたコンクリート充填鋼管の押抜き試験の結果をもとに、ずれ止め部コンクリートの支圧強度算定式を導出し、鋼管杭の杭頭部を模擬した軸方向圧縮実験と対比することで、その妥当性を検証した。押抜き試験では、ずれ止め直下のコンクリートの圧壊またはずれ止め部の塑性化により終局状態に至るが、実際の鋼管杭の杭頭部において、鋼管の局部座屈がまたずれ止め部コンクリートまたはずれ止め部の損傷よりも先行すれば、押抜き試験によるずれ止め部コンクリートの支圧強度算定式は適用できない。

本章では、図 3.1 の赤破線で示したずれ止め付きコンクリート充填鋼管部材を検討対象に、軸方向に圧縮荷重が作用するときの終局メカニズムの解明と終局耐力評価を主な目的として、軸方向圧縮実験と数値解析から、ずれ止め部コンクリートの支圧強度算定式の妥当性や軸圧縮荷重に対するずれ止め付きコンクリート充填鋼管部材の挙動と破壊性状などを確認・検証する。また、終局メカニズムを考慮した終局圧縮耐力式を提案し、その妥当性を示す。

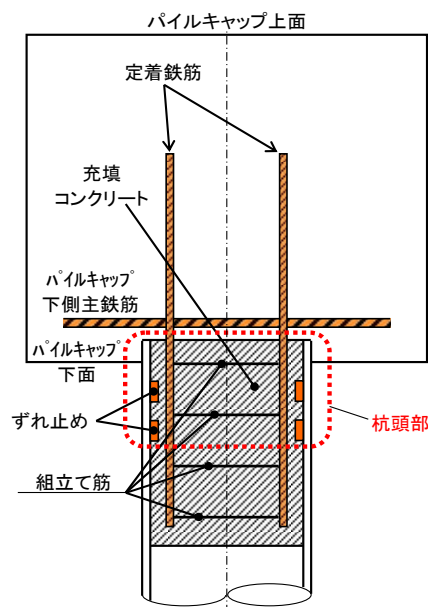


図 3.1 実構造物における鋼管杭頭部の詳細

3.1 ずれ止め付きコンクリート充填鋼管部材の圧縮実験

鋼管杭の杭頭部を模擬したずれ止め付きコンクリート充填鋼管部材を用いて、軸圧縮荷重を作用させ、終局圧縮耐力と変形性能および挙動を確認した。

(1) 載荷実験概要

1) 試験体

試験体は実大鋼管杭の 1/2 縮小モデルにて試験体は 4 体とし、試験部位には板巻き鋼管 ($\phi 488 \times t_9$: SS400)、加力部位には一般構造用炭素鋼鋼管 ($\phi 508 \times t_{19}$: STK490) を使用した。試験体の仕様を表 3.1 に、試験体および計測機器設置位置の概要を図 3.2 に示す。表 3.1 に示すように、図中の D , t_1 , l_1 は試験部位鋼管の外径, 板厚, 長さ、 D' , t' , l' は加力部位鋼管の外径, 板厚, 長さ、 s , w はずれ止めの板厚, 幅である。試験部位の鋼管と加力部位の鋼管については、突き合わせ溶接により全周溶接した。

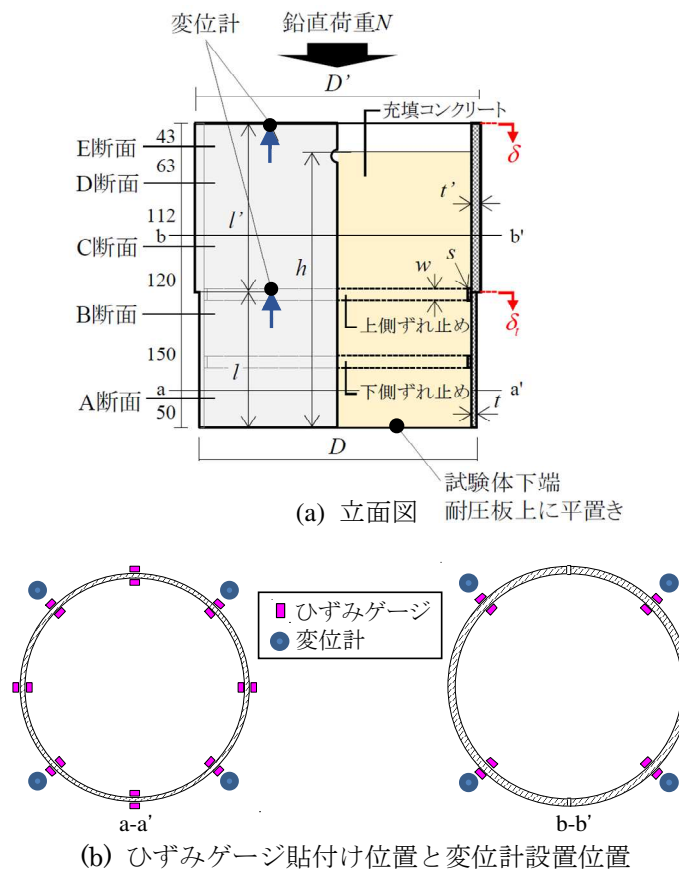


図 3.2 試験体および計測機器設置位置の概要

表 3.1 試験体の仕様

試験体名	鋼管								ずれ止め		管内充填 コンクリート 高さ h (mm)
	試験部位 (板巻管)				加力部位 (電縫管)						
	径 D (mm)	板厚 t (mm)	材質	材長 l (mm)	径 D' (mm)	板厚 t' (mm)	材質	材長 l' (mm)	板厚 s (mm)	幅 w (mm)	
Case CA1	488	9	SS400	244	508	19	STK490	294	6	25	488
Case CA2									6	25	—
Case CA3											488
Case CA4				50				6	25	488	

Case CA1, Case CA2, Case CA4 の試験体については、試験部位の鋼管内面にずれ止めを 2 段取り付けたが、ずれ止めの形状・寸法と取付け位置・方法については文献 3.1) を参考とした。ずれ止めの取付け位置は、試験部位鋼管の下端から 122mm ($=D/4$: 以下、本位置に取り付けられたずれ止めを下側ずれ止めと称する)、244mm ($=D/2$: 以下、本位置に取り付けられたずれ止めを上側ずれ止めと称する) の 2 箇所とし、ずれ止めの下端部をすみ肉溶接にて全周溶接した。また、Case CA1, Case CA3, Case CA4 の試験体については、鋼管内は無筋、鋼管内面は黒皮の状態とし、鋼管下端から鋼管径分 ($=1D$) の高さ h の位置までコンクリート ($F_c 24$) を充填した。なお、試験体は実構造物に対して、杭頭部側と杭先端側の上下を逆に設置した。各試験体の概要を以下に示す。

【Case CA1 試験体】

鋼管内面にずれ止めを 2 段取り付け、管内にコンクリートを充填した試験体である。ずれ止めの形状・寸法、取付け位置・方法が文献 3.1) に準拠しており、本実験では基準試験体に位置付けている。Case CA2 との比較より、管内充填コンクリートの有無による終局耐力や変形性状の相違について検討する。また、Case CA3 との比較から、ずれ止めを介した鋼管と管内充填コンクリート間の応力伝達を検討する。

【Case CA2 試験体】

鋼管の形状・寸法、ずれ止めの形状・寸法、取付け位置・方法は Case CA1 と同じであるが、管内にコンクリートを充填していない試験体である。

【Case CA3 試験体】

鋼管の形状・寸法は Case CA1 と同じで、管内にコンクリートを充填した試験体であるが、鋼管内面にずれ止めが取り付けられていない。

【Case CA4 試験体】

他の試験体とは形状が異なる。試験部位の鋼管長を鋼管径に等しい 488mm とし、加力部位鋼管の長さを 50mm とした試験体である。ずれ止めの形状・寸法、取付け位置・方法は Case CA1 と同様であるが、鋼管杭頭部の実構造 (鋼管断面は変化させない) を再現した試験体で、鋼管杭頭部の局部座屈性状を明らかにすることを主目的とした試験体である。

2) 材料試験

鋼管については、試験部位鋼管と同一材料から切り出した試験片 (管軸方向 : 12C 号試験片) を用い、降伏点・引張強さ・伸び等を測定した。また、充填コンクリートについては、各 3 体の供試体を用いて一軸圧縮強度等を測定した。材料試験結果を表 3.2 に、鋼管材料試験片の応力-ひずみ関係を図 3.3 に示す。図 3.3 中の σ_y は鋼管の降伏点、 E_s は鋼管のヤング率である。

表 3.2 材料試験結果

試験部位鋼管				管内充填コンクリート		
降伏点 σ_y (N/mm ²)	引張強さ σ_u (N/mm)	降伏ひずみ ϵ_y (%)	ヤング係数 E_{st} (N/mm ²)	圧縮強度 σ_b (N/mm ²)	引張強度 σ_{cs} (N/mm ²)	ヤング係数 E_c (N/mm ²)
298	431	0.146	2.04×10^5	28.8	3.7	3.56×10^4

ただし、充填コンクリートのヤング係数は $E_c = 3.35 \times 10^4 \times (\gamma/24)^2 \times (F_d/24)^{1/3}$ より、 $\gamma = 24 \text{ kN/m}^3$ と仮定して算定した。

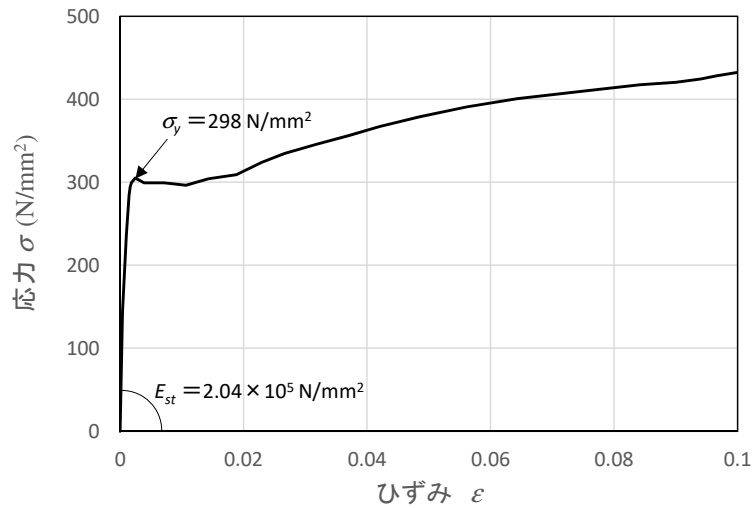


図 3.3 鋼管材料試験片の応力-ひずみ関係

3) 載荷方法

10000kN アムスラー試験機を試験装置として、耐圧板上に試験体を設置した。鋼管の周上に貼り付けたひずみゲージによる計測値を参考に、試験体の中心に鉛直荷重が加力されるよう調整した後、鋼管の局部座屈変形が十分に進展するまで鉛直荷重を平押しにて載荷した。載荷方法については、載荷速度を一定にした一方向単調載荷とした。試験体と試験装置を写真 3.1 に示す。

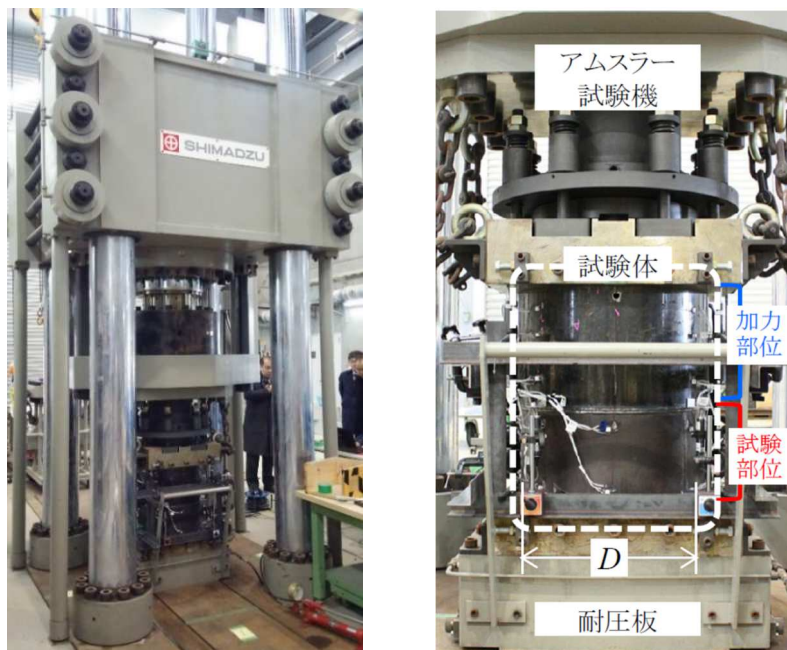


写真 3.1 試験体と試験装置

4) 測定項目および測定点数

ひずみゲージおよび変位計の設置位置は、図 3.2 に示す通りである。A 断面、B 断面では鋼管の内外面の周方向に 8 点、C 断面～E 断面では鋼管の内外面の周方向に 4 点のひずみゲージを配置した。変位計については、試験体頂部および鋼管の断面が切り替わる位置（鋼管下端から 244mm の位置）に、それぞれ周方向に 4 箇所設置した。

(2) 実験結果と結果のまとめ

1) 各試験体の最大荷重と破壊性状

各試験体における最大荷重および最大荷重時の変形量を表 3.3 に示す。Case CA1 が最も大きく 5017 kN、その他では Case CA4 のみが試験部位鋼管の降伏荷重（降伏点と断面積の積： $N_y = 4036$ kN）を下回る結果であった。

表 3.3 各試験体における最大荷重および最大荷重時の変形量

試験体名	最大荷重 (kN)	最大荷重時変形量 (mm)
Case CA1	5017	2.90
Case CA2	4053	3.16
Case CA3	4098	3.39
Case CA4	3980	3.56

Case CA2, Case CA3, Case CA4 における最大荷重は試験部位鋼管の降伏荷重 N_y と概ね等しく、鋼管降伏後の荷重上昇はなかった。これに対して Case CA1 では、他の試験体より最大荷重が 1000 kN 程度大きくなった。これは、ずれ止めを介して鋼管から管内充填コンクリートへ圧縮応力が伝達されたことにより、コンクリートが部分的に圧縮応力を負担したためと考えられる。

各試験体の載荷荷重と試験体頂部における鉛直変位の関係を図 3.5 に、無次元化荷重と無次元化変位の関係を図 3.5 に示す。図 3.5 中の ▼ は各試験体における最大荷重である。最大荷重に達して以降の劣化勾配は、全試験体ともに概ね等しいが、Case CA2 は他の試験体に比較して若干大きくなっている。図 3.5 中の無次元化荷重 N/N_y は、載荷荷重 N を試験部位鋼管の降伏荷重 N_y で除した値、無次元化変位 δ/δ_y は、試験体頂部における鉛直変位 δ を材料試験結果から求めた試験部位鋼管の降伏荷重 N_y に対応する理論弾性変位 δ_y で除した値である。

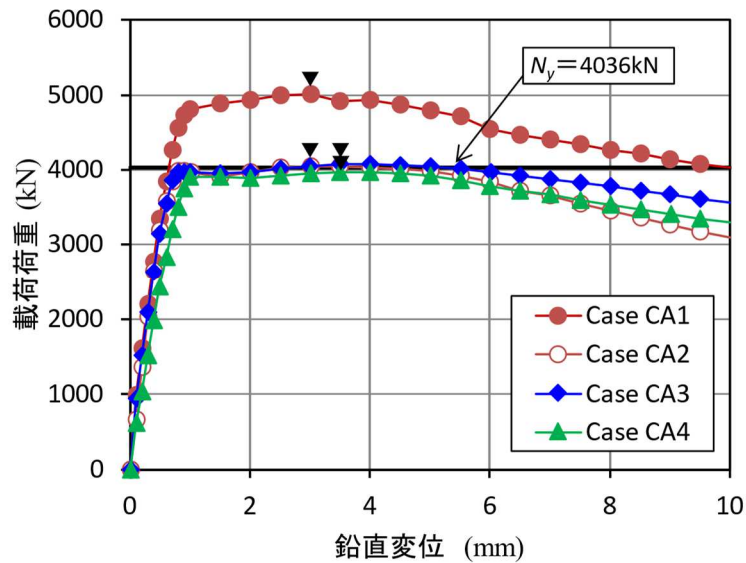


図 3.4 載荷荷重と試験体頂部における鉛直変位の関係

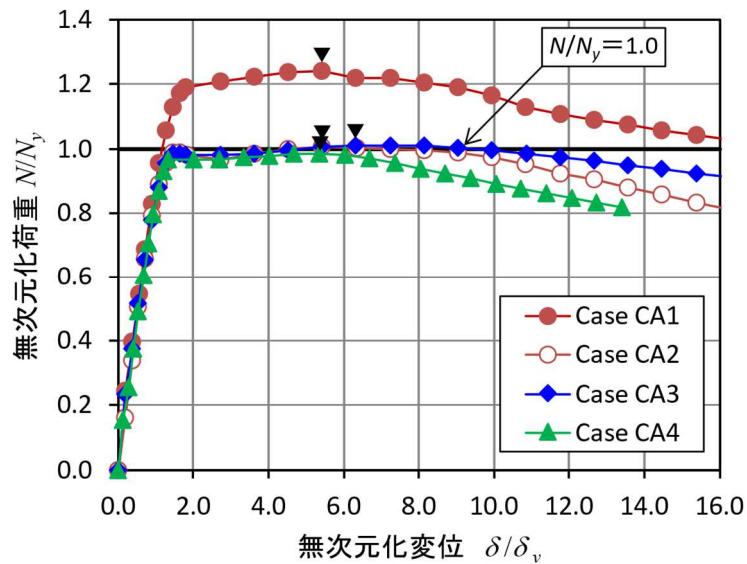


図 3.5 無次元化荷重と無次元化変位の関係

実験終了後の各試験体の変形・損傷状態を図 3.6 に示す。局部座屈の発生位置は、Case CA1 では上側ずれ止めと下側ずれ止めの間、Case CA2, Case CA3 では下側ずれ止めの下方、Case CA4 では上側ずれ止めの上方である。Case CA1 にのみ、鋼管の局部座屈発生位置の直上において、ずれ止め部近傍に管内充填コンクリートの損傷が確認された。これは、ずれ止め間に発生した鋼管の局部座屈の進展に伴い、上側ずれ止めから支圧力を受ける充填コンクリートにも損傷が発生したものと考えられる。

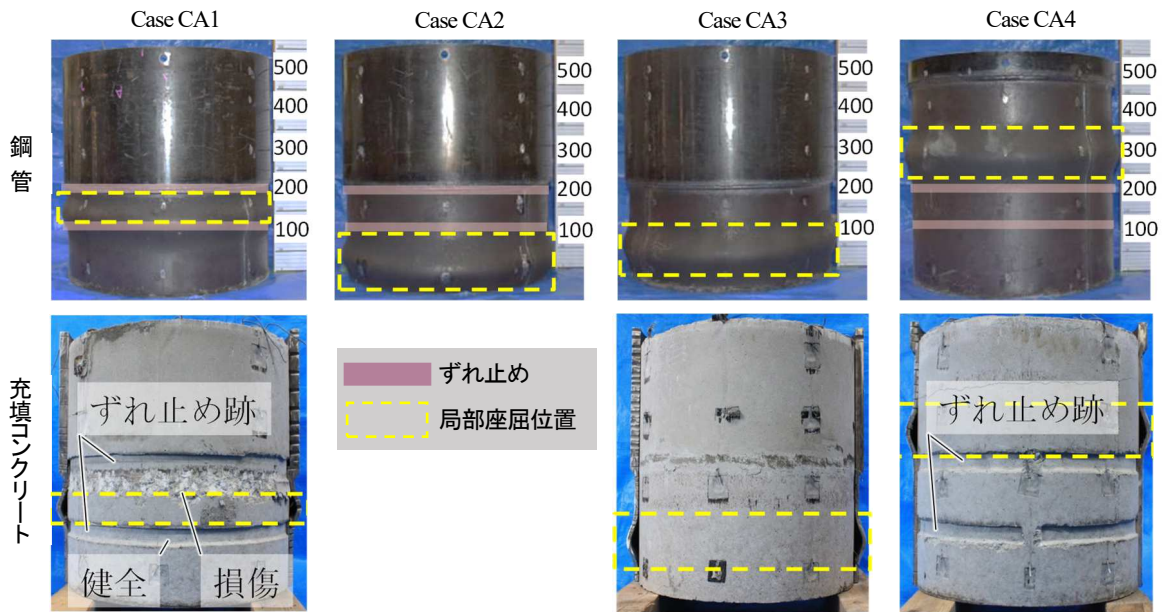


図 3.6 各試験体の変形・損傷状態（実験終了後）

2) 各試験体における軸ひずみ

各断面での軸ひずみ（内外面平均）と無次元化変位の関係を図 3.7 に示す。Case CA1 では荷重開始直後から A 断面、B 断面で軸ひずみに差が生じたが、B 断面の軸ひずみは A 断面の軸ひずみより大きな値を示した。これは、A 断面と B 断面との間で鋼管の圧縮力が充填コンクリートに伝達されたことを意味する。Case CA2 では無次元化変位 δ/δ_c が 1.0 を超えたあたりから A 断面のひずみが極端に増加した。この時点で局部座屈が進展し始めたものと考えられる。Case CA3 はずれ止めのない試験体であるが、Case CA2 と同様に無次元化変位 δ/δ_c が 1.0 を超えたあたりから A 断面のひずみが極端に増加した。Case CA4 では上側ずれ止めより上方で局部座屈が発生したが、局部座屈が近傍の C 断面の軸ひずみが最も大きくなる結果であった。

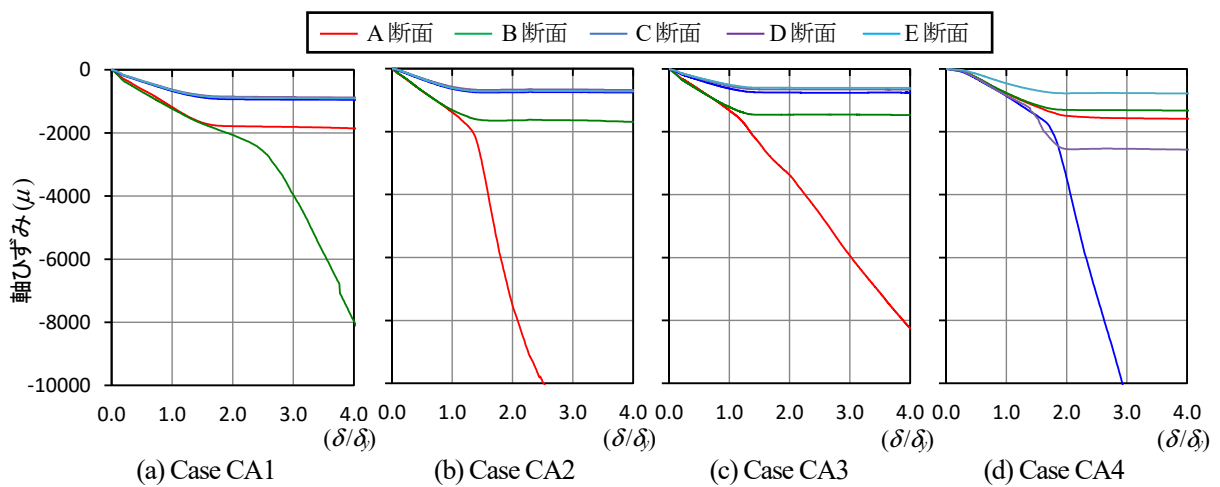


図 3.7 各断面での軸ひずみ（内外面平均）と無次元化変位の関係

各試験体における材長方向のひずみ分布と局部座屈の発生位置を図 3.8 に示す。赤色の破線で囲まれた領域は局部座屈の発生位置、各プロットの位置は試験体に貼付したひずみゲージの位置で

ある。Case CA1, Case CA2, Case CA3 の $z=244\text{mm}$ (上側ずれ止めの取付け位置) 近傍、Case CA4 の $z=488\text{mm}$ (管内充填コンクリートの天端) 近傍でひずみが大きく増減しているが、これは試験体の鋼管断面が加力部位 ($\phi 508 \times t19$) から試験部位 ($\phi 488 \times t9$) に切り替わるためである。

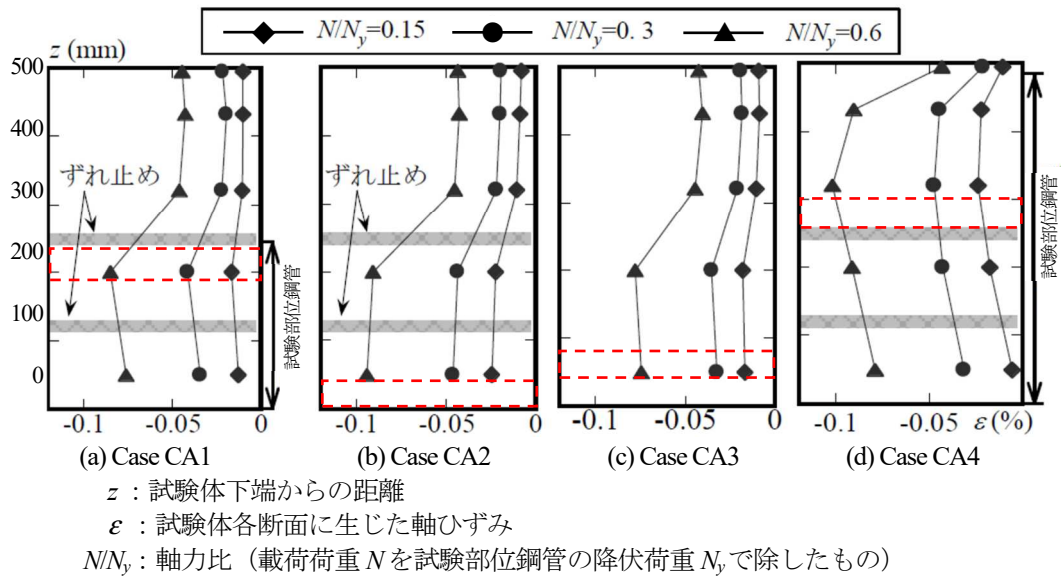


図 3.8 各試験体の材長方向ひずみ分布と局部座屈の発生位置

Case CA1 と Case CA2 のひずみ分布を比較すると Case CA1 では軸力比が大きくなるにつれて、ずれ止め下方でのひずみが減少する傾向がみられる。これは、ずれ止めを介することで鋼管から管内充填コンクリートへ軸力が伝達されたことを意味している。また、Case CA1 と Case CA3 のひずみ分布を比較するとずれ止めのない Case CA3 では $z=244\text{mm}$ (上側ずれ止めの取付け位置) 以下の範囲で軸力比によらず、ひずみは概ね等しくなっている。これに対して Case CA4 では、ずれ止めより上方(C断面)でのひずみが最も大きく、それより下方の範囲ではひずみが減少する傾向にある。

(3) ずれ止めによる鋼管から管内充填コンクリートへの応力伝達

図 3.9 は鋼管の換算軸力 (各断面に発生したひずみから弾完全塑性を仮定して求めた軸力) の履歴である。図中の N_A , N_B , N_C は A 断面, B 断面, C 断面での換算軸力であるが、いずれも C 断面での換算軸力 N_C が载荷荷重 N を超えている。これは加力部位の鋼管と試験部位の鋼管内径を合わせたため、各々の鋼管の板厚中心位置がずれたことによる影響 (心ずれによる付加曲げ) と考えられる。

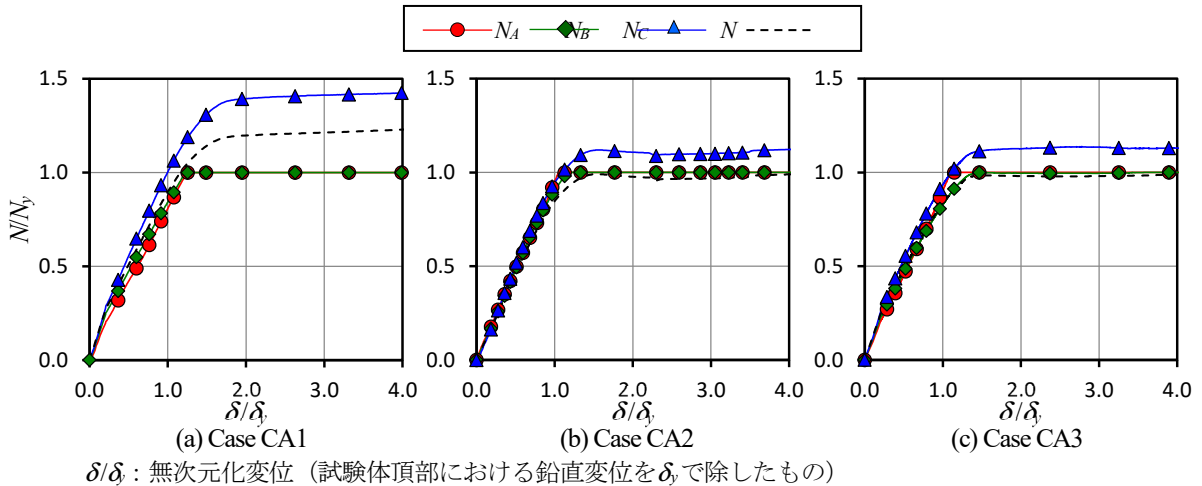


図 3.9 換算軸力の履歴

ずれ止めによる軸力伝達量の履歴を図 3.11 に示す。図中の N' は上側および下側ずれ止めにより鋼管からコンクリートに伝達された軸力 ($N_{S-upper}$, $N_{S-lower}$) で、Case CA1 と Case CA3 の B 断面～C 断面間の軸力差 N_{B-C} と A 断面～B 断面間の軸力差 N_{A-B} から求めた (図 3.10 参照)。 n は N' と E 断面の換算軸力 N_E の比で $n_1 = (N_A + N_{S-upper} + N_{S-lower}) / N_E$, $n_2 = (N_{S-upper} + N_{S-lower}) / N_E$ である。C 断面での換算軸力 N_C には鋼管の板厚中心位置のずれによる影響があるものの、Case CA1 と Case CA3 における換算軸力 N_C と載荷荷重 N の差が概ね等しいことから影響度合いは同等と考え、軸力差からずれ止めによる伝達軸力を求めることとした。

ハッチングで示す領域 (▨) は、上側および下側ずれ止めにより鋼管から管内充填コンクリートに伝達された軸力を示している。下側ずれ止めから伝達される軸力 $N_{S-lower}$ が無次元化変位 $\delta/\delta_y = 1.5$ の近傍で 0 になっているが、これは試験部位鋼管が降伏したことにより、 N_A , N_B の荷重増加がなくなったためであると考えられる。また、図中では色付けした領域 (■) がハッチング領域 (▨) よりも広く、下側ずれ止めよりも上側ずれ止めによる軸力伝達が支配的となっていることがわかる。その結果として、図 3.6 の Case CA1 に示すように上ずれ止め直下の管内充填コンクリートの表面が損傷したと考えられる。

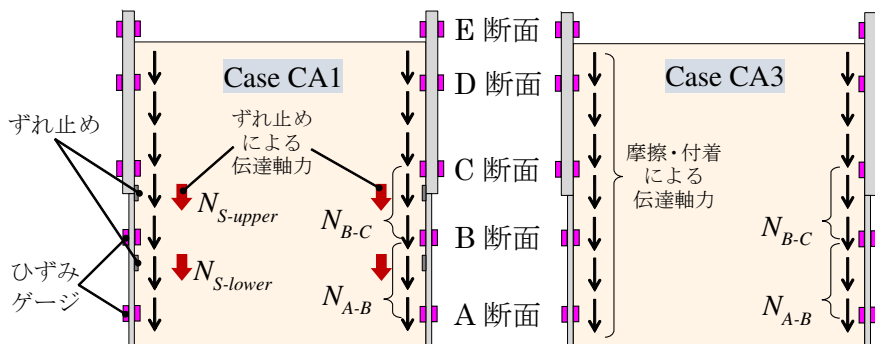


図 3.10 ずれ止めによる軸力伝達率の算定における仮定

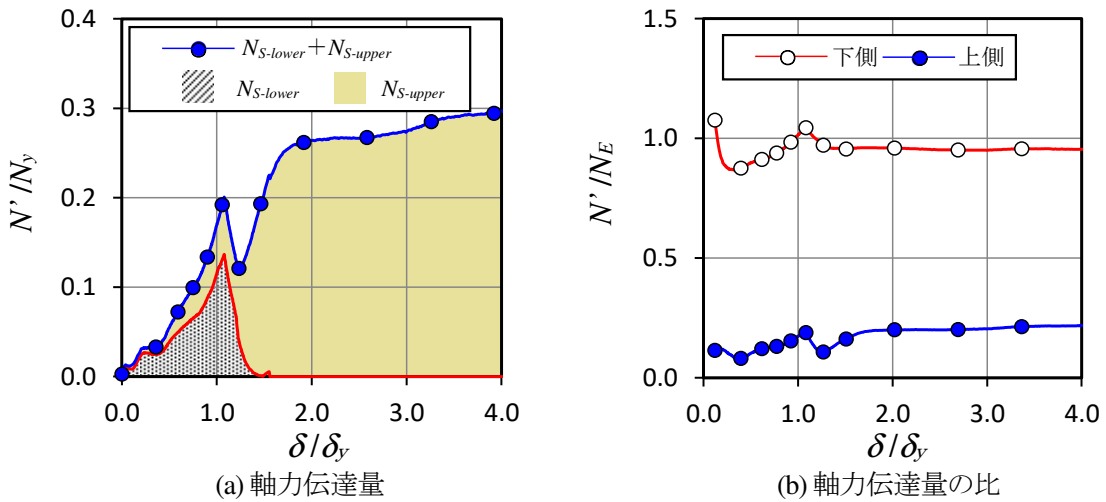


図 3.11 ずれ止めによる軸力伝達量

ずれ止めによる耐力上昇率 N/N_y と無次元化変位 δ/δ_y の関係を図 3.12 に示す。 ΔN (図中の色付けした領域) は Case CA1 と Case CA3 の各変位における軸力差である。

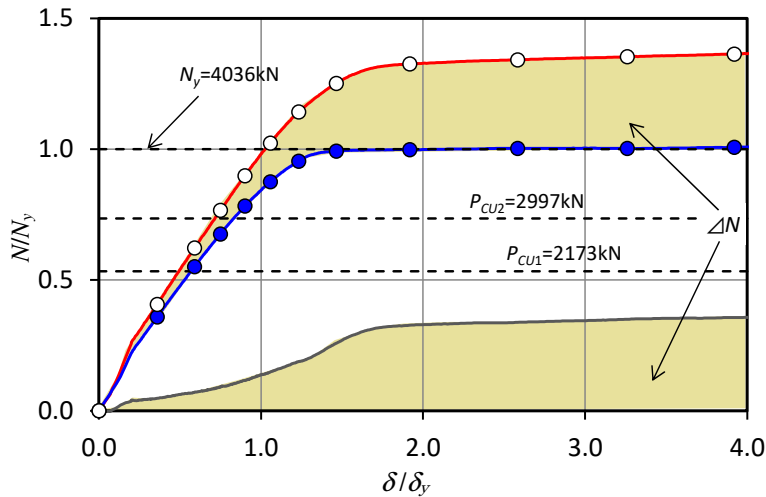


図 3.12 ずれ止めによる耐力上昇率 N/N_y と無次元化変位 δ/δ_y の関係

図中の P_{CU1} 、 P_{CU2} は(3.1)式をもとに、それぞれ、ずれ止め 1 段分、2 段分の受圧面積から求めたずれ止め部コンクリートの支圧耐力である。

$$P_{CU} = \alpha_c \cdot P_C \quad (3.1)$$

$$P_C = {}_c\sigma_{cu} \cdot \sqrt{A_c/A_r} \cdot A_r$$

ただし、

P_{CU} : ずれ止め部コンクリートの支圧最大耐力 (kN)

α_c : 鋼管の径厚比による耐力上昇率

$$\alpha_c = 5.05 - 0.053 \frac{D}{t} \geq 1.0 \quad (\text{リングが 1 段の場合})$$

$$\alpha_c = 5.32 - 0.054 \frac{D}{t} \geq 1.0 \quad (\text{リングが 2 段の場合})$$

${}_c\sigma_{cu}$: 管内充填コンクリートのシリンダー圧縮強度 (kN/m²)

- A_c : 管内充填コンクリートの断面積 (m^2)
 A_r : ずれ止めリングの投影面積 (m^2)
 D : 鋼管の外径 (m)
 t : 鋼管の板厚 (m)

である。

(4) 実験結果のまとめ

本実験では、ずれ止めのない場合に比較して、ずれ止めのある場合には最大軸力が約 35 %上昇する結果となった。管内充填コンクリートの破壊状況から、上側ずれ止めだけが鋼管からコンクリートに応力を伝達したものと仮定すると、耐力上昇分は P_{cu1} の約 66 %となる。本実験では、鋼管と管内充填コンクリートの下端部をともに載荷装置の下面で接地させたこと、試験部位鋼管に直接軸力を載荷したために鋼管と管内充填コンクリートが応力を分担したこと、鋼管が先に塑性化したことで鋼管から管内充填コンクリートへ応力が十分に伝達されなかったことにより、このような結果になったものと推察される。以下に、1/2 縮小モデルによる実験から得られた知見を示す。

- ① 実験結果から、ずれ止めを取り付けることでずれ止め付きコンクリート充填鋼管部材の最大軸力は、ずれ止めのない場合よりも 35 %程度上昇する。
- ② 上下 2 段に取り付けたずれ止めのうち、下側ずれ止めに比較して、上側ずれ止めの方が鋼管から管内充填コンクリートに軸力を伝達した。
- ③ 押抜き試験との載荷条件の違いにより、ずれ止めを介した軸力伝達量は、コンクリートの押抜き耐力の 66 %程度であった。

3.2 ずれ止め付きコンクリート充填鋼管部材の圧縮実験を模擬した数値解析

(1) 数値解析モデル概要

1) 数値解析モデル

解析モデル概要を図 3.13 に示す。解析モデルは 3.1 節の圧縮実験の試験体を模擬したモデルで、解析は有限要素法による弾塑性大変形解析である。解析には ABAQUS 6.14^{3.2)}を用いた。鋼管は 4 節点シェル要素、管内充填コンクリート、ずれ止めは 8 節点ソリッド要素で構築し、鋼管、管内充填コンクリートの境界条件は完全固定とした。ずれ止めと鋼管は接触面の節点を同一座標とし、対となる座標間の相対変位および回転変位を拘束 (tie constrain^{3.2)}) することで一体化した。鋼管と充填コンクリート間、ずれ止めと充填コンクリート間は、接触面をコンタクトペア (contact pair) とし、従属表面のコンクリートが主表面の鋼管およびずれ止めを突き抜けることはないハードコンタクト (hard contact^{3.2)}) とした。また、鋼管と管内充填コンクリート間、ずれ止めと管内充填コンクリート間については、Case CA3 の試験結果にて接触時における界面の摩擦力・付着力の影響がほぼ見られなかったことから、両者ともに 0 にて定義した。加力については、鋼管上端の節点群の鉛直変位が常に等しくなる条件で鉛直変位を増加させた。

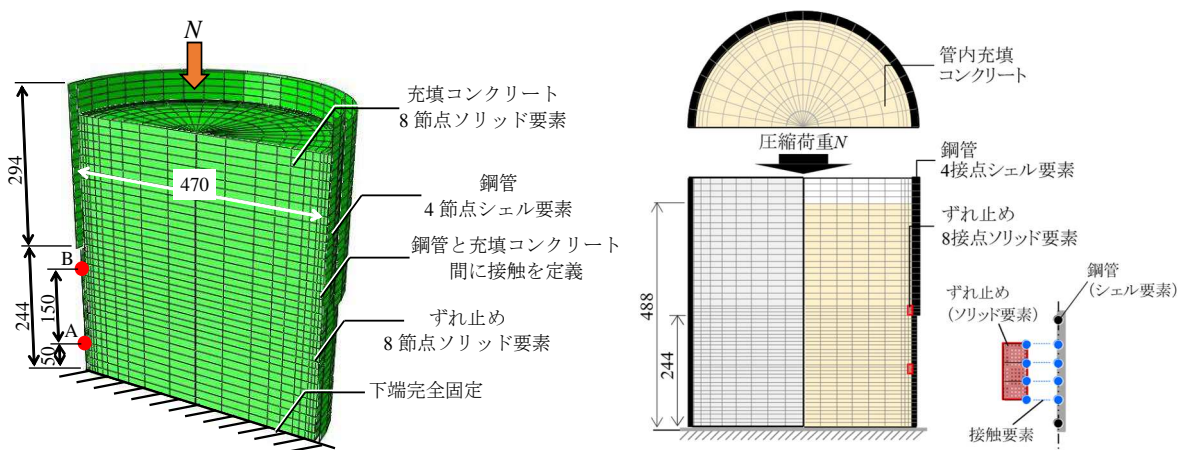


図 3.13 解析モデル概要

2) 各部材料の構成則

充填コンクリートの構成則には、CFT 柱や合成梁などの鋼材とコンクリートの相互作用を考慮する数値解析において一般的に用いられる^{3.3)~3.5)} Drucker - Prager 系の損傷塑性モデル^{3.6)}を使用した。損傷塑性モデルにおける塑性ポテンシャル関数、降伏関数、係数は文献 3.3)~3.5)を参考に ABAQUS の推奨値とし、膨張角 ψ は文献 3.7)を参考に 30° とした。

コンクリートの材料履歴の構成則を図 3.14 に示す。図 3.14 中における圧縮側の材料履歴構成則については、コンクリートの圧縮強度 σ_c の 0.4 倍を弾性限界応力とし、このときのひずみを ϵ_{cy} とする。弾性限界ひずみ以降の応力上昇領域の応力-ひずみ関係は、文献 3.8)を参考に(5.2)式によることとし、圧縮強度時のひずみ ϵ_{cc} 以降の応力劣化領域の応力-ひずみ関係は、文献 3.9)を参考に(5.3)式によることとした。ただし、本数値解析モデルでは $n=6.5$ 、 $m=0.5$ (普通コンクリート、 $W/C=65\%$)とし、コンクリートのポアソン比は 1/6、ヤング係数は鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説^{3.10)}によることとした。

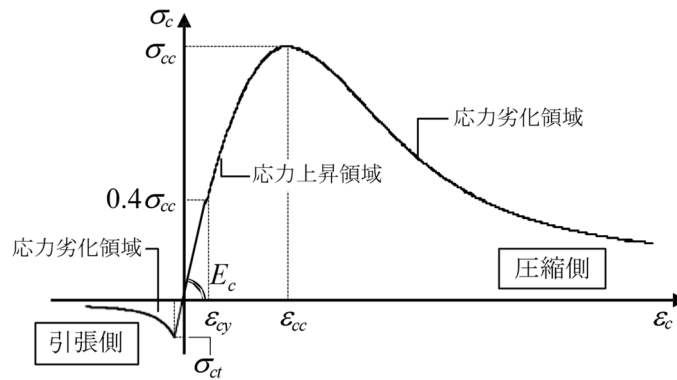


図 3.14 コンクリートの材料履歴の構成則

$$\sigma_c = \left\{ \frac{k(\varepsilon_c/\varepsilon_{cc}) - (\varepsilon_c/\varepsilon_{cc})^2}{1 + (k-2)(\varepsilon_c/\varepsilon_{cc})} \right\} \sigma_{cc}, \quad k = 1.1 \cdot E_c(\varepsilon_c/\sigma_{cc}), \quad \varepsilon_{cc} = 0.0022 \quad (3.2)$$

$$\sigma_c = \frac{1}{n} + \frac{(n-1)(\varepsilon_c/\varepsilon_{cc})^m}{n-1 + (\varepsilon_c/\varepsilon_{cc})^{mn}} \quad (3.3)$$

図 3.14 中における引張側の材料履歴構成則については、引張強度 σ_{ct} までを弾性（コンクリートのヤング係数は圧縮側と同一）とし、応力劣化域を(3.4)式に示すように、変位 w を変数としてコンクリートの破壊エネルギー G_F を考慮する引張り軟化曲線^{3.12)}とした。なお、コンクリートの破壊エネルギー G_F は、最大粗骨材粒径と圧縮強度をパラメータとする(3.5)式^{3.13)}で算出する。

$$\sigma_c = \sigma_{ct} \left(1 + 0.5 \frac{\sigma_{ct}}{G_F} w \right)^{-3} \quad (3.4)$$

$$G_F = 10 d_{max}^{1/3} \sigma_{cc}^{1/3}, \quad d_{max} = 20, \quad w = \varepsilon \cdot l_{el} \quad (l_{el}: \text{要素の代表長さ}) \quad (3.5)$$

鋼管の材料構成則については、図 3.3 をもとに 3.1 節の実験結果の再現解析によるキャリブレーションにより決定した構成則を真応力 σ' と真ひずみ ε' の関係として用いた。また、コンクリート圧縮強度 σ_{cc} と引張強度 σ_{ct} は、それぞれ表 3.2 に示す圧縮強度 σ_b と割裂強度 σ_{cs} とした。

(2) 数値解析結果（実験結果との比較）

Case CA1 と Case CA4 における実験結果と数値計算結果の比較を図 3.15 に示す。鋼管断面力 N はずれ止め間の断面力であり、ずれ止めの支圧力 $cN_{上側}$ 、 $cN_{下側}$ は各ずれ止めの上下面における接触力の合計（下向き正）である（図 3.16 参照）。ただし、Case CA1 の実験結果については、載荷荷重 N を除き、B 断面における局部座屈の影響が顕著となる時点（ $\delta/\delta_y \approx 1.5$ ）までの値とした。

試験部位鋼管が降伏に至るまでの弾性範囲において、上側ずれ止めの支圧力 $cN_{上側}$ および下側ずれ止めの支圧力 $cN_{下側}$ に実験値と解析値の差が大きくなる傾向がみられた。試験部位鋼管の降伏以降については、Case CA1 のように管内充填コンクリートが支圧破壊を生じる場合、Case CA4 のように健全な状態を保つ場合の双方において、ずれ止めの支圧力 $cN_{上側}$ 、 $cN_{下側}$ の実験値と解析値は概ね一致する結果であった。

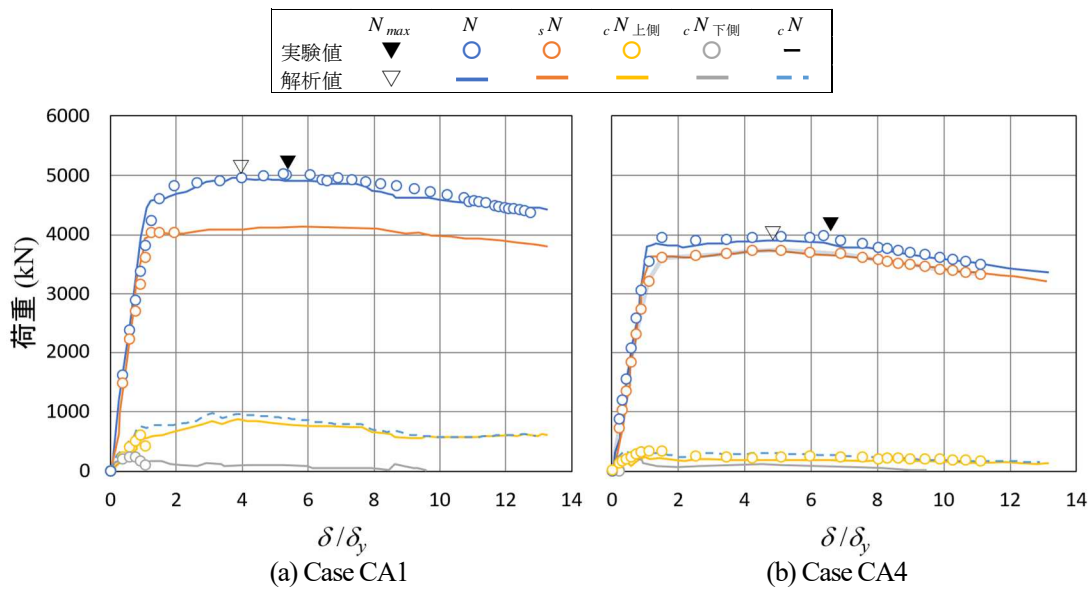


図 3.15 実験結果と数値計算結果の比較

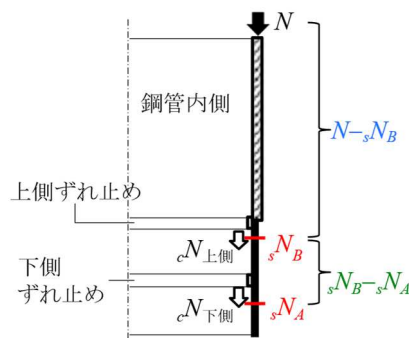


図 3.16 鋼管から管内充填コンクリートへの応力伝達 (概念図)

(3) ずれ止めによる鋼管から管内充填コンクリートへの圧縮応力伝達

数値計算より得られた Case CA1 にけるずれ止め上下面に作用する支圧力の履歴を図 3.17 に示す。図中の $cN_{下側, upper}$ は下側ずれ止めの上面に作用する支圧力、 $cN_{下側, lower}$ は下側ずれ止めの下面に作用する支圧力である。下側ずれ止めの下面に作用する支圧力 $cN_{下側, lower}$ については無次元化変位 δ/δ_y が概ね 0.8 に達すると減少をはじめますが、これは下側ずれ止めの下面が上下ずれ止め間における局部座屈の進展に伴って、管内充填コンクリートから剥離する方向に変形することによるものと考えられる。その後、無次元化変位 δ/δ_y が概ね 1.3 に達すると、下側ずれ止めの上面に作用する支圧力 $cN_{下側, lower}$ が下側ずれ止めを押し下げる方向（負側）に増加しはじめる。これは、ずれ止め間の鋼管が管内充填コンクリートから徐々に剥離することで、上側ずれ止めからの支圧力が管内充填コンクリート中央方向に向かって十分に伝達されなくなり、直接的に下側ずれ止めの上面に伝達したためと考えられる。以上の理由により、ずれ止め間の鋼管において局部座屈が進行するにつれて、下側ずれ止めから管内充填コンクリートに伝達する圧縮応力が減少したため、最大荷重 N_{max} 時には下側ずれ止めの支圧力 $cN_{下側}$ は無視できるほど小さくなったと考えられる（図 3.18 参照）。

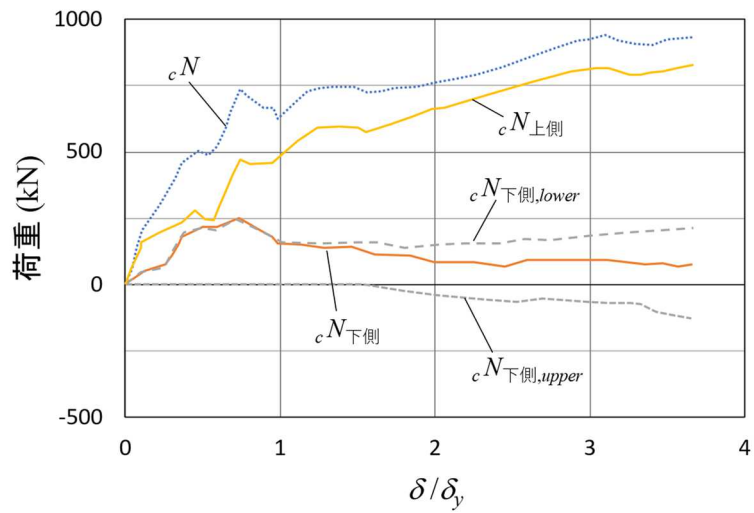


図 3.17 ずれ止め上下面に作用する支圧力と無次元化変位の関係 (Case CA1)

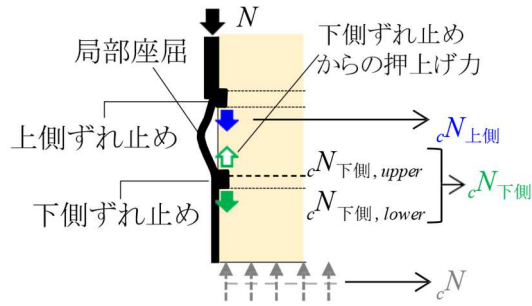


図 3.18 局部座屈が進展した状態におけるずれ止め部近傍の応力 (概念図)

3.3 鋼管の径厚比の違いによるずれ止め付きコンクリート充填鋼管部材の力学特性の比較

(1) 数値解析モデル概要

解析モデルは、3.2節と同様のモデルとした。解析対象は3.1節のCase CA1と同様な鋼管径 $D=488\text{ mm}$ 、ずれ止め厚 $s=6\text{ mm}$ のコンクリート充填鋼管で、コンクリート強度 σ_{cc} は 30 N/mm^2 、引張強度は文献3.14)を参考にコンクリート圧縮強度 σ_{cc} を用いて(3.6)式で算出した。鋼管の材料構成則は、冷間成形鋼管(STK材)の局部座屈耐力を実験的に評価した文献3.14)および文献3.15)の試験体Aシリーズの実験結果(径厚比 $D/t=52.6$ 、降伏点 $\sigma_{sy}=319\text{ N/mm}^2$ 、応力上昇率 $\eta=1.22$ 、塑性ひずみ $\varepsilon=16,300\mu$)を参考に決定した。

一般的に冷間成形鋼管では、構成則は明確な降伏棚を有しないRound House型(RH型)となることから、Ramberg-Osgoodの実験式である(3.7)式^{3.14)}を用いて応力-ひずみ関係をモデル化した。数値解析で用いる真応力-真ひずみ関係については、(3.8)式で算出したが、(5.7)式中の降伏応力度 σ_{sy} は0.2%の残留ひずみを与える応力度($\sigma_{sy}=319\text{ N/mm}^2$)とし、 m は10.5とした。また、鋼管の材料構成則における E_s は表3.2に示す E_{st} とし、初期不整には鋼管単体の固有値解析より得たずれ止め間に局部座屈が生じるモード波形を与えた。なお、初期不整の大きさについては、鋼管板厚の1, 2, 4%で予備検討し、ずれ止めより上部で鋼管に局部座屈が発生したCase CA4の圧縮力劣化勾配をよく再現する4%を採用した。

$$\sigma_{ct}=0.291\sigma_{cc}^{0.637} \quad (3.6)$$

$$\varepsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s} + 0.002 \left(\frac{\sigma_s}{\sigma_{sy}} \right)^m \quad (3.7)$$

$$\varepsilon_s' = \ln(1 + \varepsilon_s), \quad \sigma_s' = \sigma_s(1 + \varepsilon_s) \quad (3.8)$$

(2) 数値解析結果

1) 荷重と無次元化変位の関係

径厚比 D/t を40, 54, 70, 120とした場合の荷重と無次元化変位 δ/δ_0 の関係を図3.19に示す。図中の \blacktriangledown , \blacktriangleright , \blacktriangledown は、それぞれ圧縮荷重 N 、鋼管断面力 sN 、上側ずれ止めの支圧力 $cN_{上側}$ の最大値(N_{max} , sN_{max} , $cN_{上側max}$)である。

いずれの径厚比 D/t においても、最大荷重 N_{max} 時における鋼管断面力 sN は載荷荷重の8割以上となっている。径厚比 $D/t=40$ では、載荷荷重 N が最大値(N_{max})となる無次元化変位 δ/δ_0 と上側ずれ止めの支圧力 $cN_{上側}$ が最大値となる無次元化変位 δ/δ_0 はほぼ一致しているが、径厚比 D/t が大きくなるにつれて、上側ずれ止めの支圧力 $cN_{上側}$ が最大値となる無次元化変位 δ/δ_0 が小さくなっていく傾向がみられる。また、径厚比 D/t が大きくなるにつれて、上側ずれ止めの支圧力 $cN_{上側}$ は小さくなる傾向にある。加えて、上側ずれ止めの支圧力 $cN_{上側}$ は、最大値に達した後も急激に低下することなく、安定して最大値の8割以上を維持しているのに対し、下側ずれ止めの支圧力 $cN_{下側}$ は殆ど上昇していない。以下に、各解析結果についてのまとめを示す。

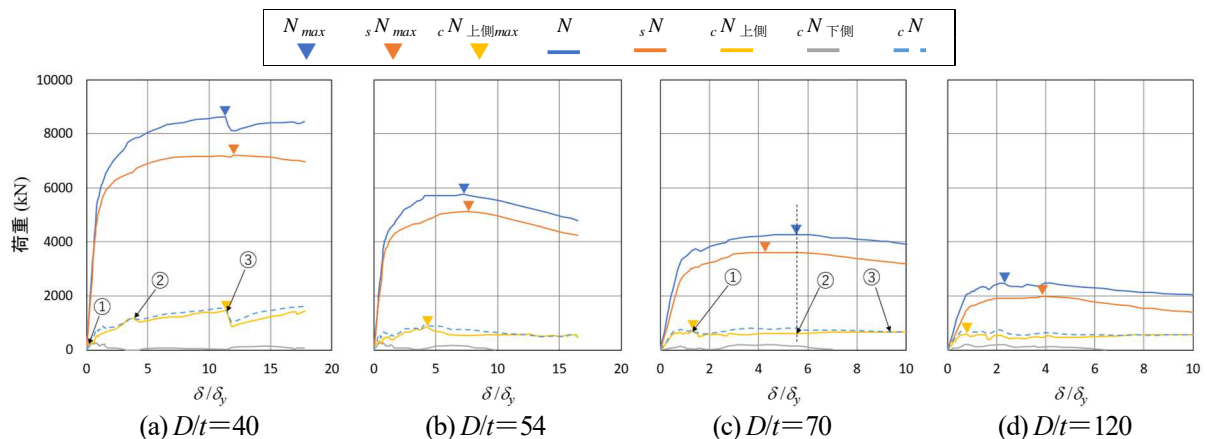


図 3.19 荷重と無次元化変位 δ/δ_c の関係 (数値解析結果 : $D=488$, $s=6$, $F_c=30$)

【径厚比 $D/t=40$ の解析結果】

部材が弾性範囲にある荷重レベルでは、上側ずれ止めの支圧力 $cN_{上側}$ は鋼管断面力 sN の 1 割未満である。部材剛性が低下し、鋼管に局部座屈が発生した後も上側ずれ止めの支圧力 $cN_{上側}$ は緩やかに増加しつづけ、最終的には無次元化変位 δ/δ_c で約 11.4 に達したときに最大値となった。上側ずれ止めの支圧力 $cN_{上側}$ の最大値とそのときの無次元化変位 δ/δ_c が他の径厚比 D/t に比べて大きくなったのは、局部座屈の進展が比較的緩やかであり、鋼管が降伏した後においても上側ずれ止め部近傍の管内充填コンクリートが鋼管により拘束され続けたためと考えられる。

【径厚比 $D/t=54$ の解析結果】

径厚比 $D/t=40$ の解析ケースと同様に、鋼管が降伏した後も上側ずれ止めの支圧力 $cN_{上側}$ は増加し続け、無次元化変位 δ/δ_c で約 4.3 に達したときに最大値となった。ずれ止め部近傍の管内充填コンクリートは鋼管により拘束されているものと考えられる。

【径厚比 $D/t=70$ の解析結果】

上側ずれ止めの支圧力 $cN_{上側}$ は、無次元化変位 δ/δ_c で約 1.3 に達したときに頭打ちとなり、約 1.2 で最大値となった。また、上側ずれ止めの支圧力 $cN_{上側}$ の増加傾向は、径厚比 $D/t=120$ の解析ケースに近い性状となった。ずれ止め部近傍の管内充填コンクリートに対する鋼管の拘束は、径厚比 $D/t=40$, 54 の解析ケースに比較して小さいものと考えられる。

【径厚比 $D/t=120$ の解析結果】

無次元化変位 δ/δ_c が 0.2 以下の弾性範囲では、上側ずれ止めの支圧力 $cN_{上側}$ は鋼管断面力 sN の 8 割程度であるが、無次元化変位 δ/δ_c で約 0.8 に達したときに最大値 (鋼管断面力 sN の 3 割程度) となった。本解析ケースでは、弾性範囲においても鋼管が変形しやすく、比較的小さな荷重で局部座屈が発生し、局部座屈の進展も早い。また、鋼管による拘束力も小さいため、管内充填コンクリートに損傷が生じると上側ずれ止めの支圧力 $cN_{上側}$ は徐々に頭打ちとなるが、その結果として上側ずれ止めの支圧力 $cN_{上側}$ の最大値は、径厚比 $D/t=40$ の解析ケースに比較して半分程度となったと考えられる。

2) 管内充填コンクリートの損傷状況

ずれ止め間の管内充填コンクリートにおける相当塑性ひずみ (PEEQ^{3,2)}) を図 3.20 に示す。各図に示した①～③は、図 3.19 の上側ずれ止めの支圧力 $cN_{上側}$ に付した①～③の状態に対応している。

【径厚比 $D/t=40$ の解析結果】

上側ずれ止めの支圧力 $cN_{上側}$ の圧縮剛性が下がる①の状態では、管内充填コンクリートの損傷は軽微である（図 3.20 (a) ①参照）。②の状態では塑性ひずみが 0.1 を超える範囲がずれ止め間中央まで広がり（図 3.20 (a) ②参照）、最大値となった③の状態では管内充填コンクリートが広範囲にわたり損傷している状況が確認できる（図 3.20 (a) ③参照）。

【径厚比 $D/t=70$ の解析結果】

上側ずれ止めの支圧力 $cN_{上側}$ が最大値となった①の状態においても損傷は軽微である。圧縮荷重が最大となる N_{max} 時（②の状態）において径厚比 $D/t=40$ の解析ケースにおける②の状態と同程度の塑性ひずみとなる。径厚比 $D/t=70$ の解析ケースでは、径厚比 $D/t=40$ の解析ケースに比べてコンクリートの損傷が進展する前に上側ずれ止めの支圧力 $cN_{上側}$ が頭打ちになったといえる。

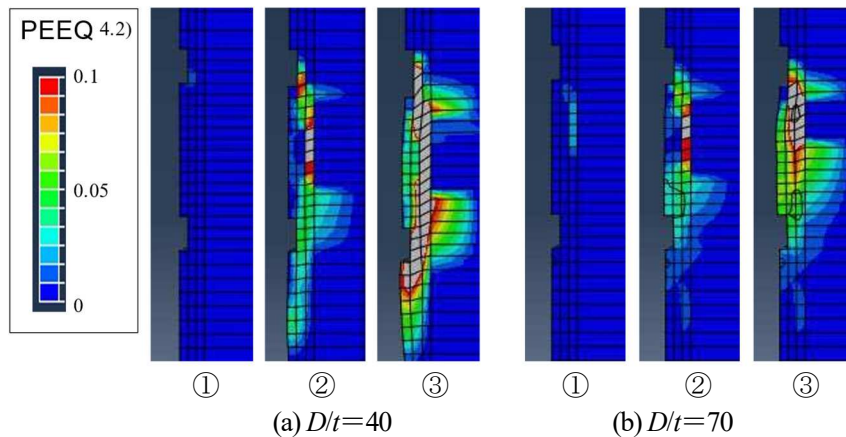


図 3.20 ずれ止め間の管内充填コンクリートにおける相当塑性ひずみ

(3) 解析結果の考察とまとめ

3.1 節の圧縮実験および 3.2 節の圧縮実験を模擬した数値解析と同様に、下側ずれ止めの支圧力 $cN_{下側}$ に比較して、上側ずれ止めの支圧力 $cN_{上側}$ が非常に大きくなる結果であったことから、圧縮力のみが作用する状態においては、ほぼ上側のずれ止めにより鋼管から管内充填コンクリートへの圧縮応力は伝達されるものと判断される。

また、径厚比 D/t が大きくなるにつれて、上側ずれ止めの支圧力 $cN_{上側}$ が小さくなる傾向にあったことから、上側ずれ止めのから管内充填コンクリートに伝達される圧縮応力の大きさは、上下ずれ止め間の鋼管の径厚比 D/t （鋼管部における局部座屈変形の進展状況）に影響を大きく受けるものと考えられる。これは、上側ずれ止め部近傍の管内充填コンクリートが、径厚比 D/t が小さい場合においては鋼管による拘束を受けること、径厚比 D/t が大きい場合においては充填コンクリートの損傷が進展する前に上側ずれ止めの支圧力 $cN_{上側}$ が最大値に達することによる。

ここで、 N_{max} を部材の圧縮耐力、 sN_{max} を鋼管の圧縮耐力、 $cN_{上側max}$ を上側ずれ止めの支圧耐力と読みかえると、

- ①鋼管の圧縮耐力は、部材の圧縮耐力の 8 割以上を占めている。
- ②ずれ止めの支圧耐力は、部材の圧縮耐力の 2 割以下であるが、その大部分は上側ずれ止めの支圧耐力である。
- ③ずれ止めの支圧耐力は、径厚比 D/t が小さいほど上側ずれ止めへの依存度が大きく、径厚比 D/t

が大きくなるにつれ、依存度は小さくなる傾向にある。

④上側ずれ止めの支圧耐力は、径厚比 D/t が小さいほど大きく、径厚比 D/t が大きくなるほど小さくなる傾向にある。

といえる。

以上から、部材の圧縮耐力は、鋼管の圧縮耐力と上側ずれ止めの支圧耐力の和によって算定できるものとする。

3.4 圧縮荷重に対するずれ止め付きコンクリート鋼管部材の終局軸耐力

3.3 節でも述べたように、終局状態におけるずれ止め付きコンクリート充填鋼管部材の軸圧縮耐力 N_{uc} は、鋼管部の軸圧縮耐力 sN_{uc} と管内充填コンクリート部の終局軸圧縮耐力 cN_{uc} の足合せ強度として算定できる。ここでは、3.1 節～3.3 節の結果を踏まえ、鋼管部の軸圧縮耐力 sN_{uc} を鋼管の局部座屈耐力、管内充填コンクリート部の終局軸圧縮耐力 cN_{uc} を上側ずれ止めのみの支圧耐力として、足合せ強度式である (3.9) 式で評価する。ただし、管内充填コンクリートの支圧強度 $c\sigma_{ir}$ については、文献 3.16) を参考に、2 章で評価した (2.4) 式に対してコンクリートの支圧強度に対する非線形性を考慮する。

$$N_{uc} = sN_{uc} + cN_{uc} \quad (3.9)$$

ここで、

N_{uc} : ずれ止め付きコンクリート充填鋼管部材の終局軸圧縮耐力 (kN)

sN_{uc} : 鋼管部の終局軸圧縮耐力 (kN)

$$sN_{uc} = s\sigma_{cy} \cdot sA_p \quad (3.10)$$

$s\sigma_{cy}$: 局部座屈を考慮した鋼管の降伏応力度 (kN/m²)

$$s\sigma_{cy} = \left(0.8 + 2.5 \frac{t}{D/2}\right) \cdot s\sigma_y \quad (3.11)$$

$s\sigma_y$: 鋼管の降伏応力度 (kN/m²)

sA_p : 鋼管の断面積 (m²)

$$sA_p = \pi \frac{D^2 - (D - 2t)^2}{4} \quad (3.12)$$

D : 鋼管の外径 (m)

t : 鋼管の板厚 (m)

cN_{uc} : 管内充填コンクリート部の終局軸圧縮耐力 (kN)

$$cN_{uc} = c\sigma_{ir} \cdot A_{ir} \quad (3.13)$$

$c\sigma_{ir}$: ずれ止め部コンクリートの支圧強度 (kN/m²)

$$c\sigma_{ir} = \alpha \sqrt{A_p / (n \cdot A_{ir})} \cdot c\sigma_{cb} \quad (3.14)$$

α : 既往の実験結果より推定した強度上昇率

$$\alpha = 5.05 - 0.053 \frac{D}{t} \geq 1.0 \quad (3.15)$$

A_p : 鋼管の閉塞面積 (m²)

$$A_p = \pi \frac{(D - 2t)^2}{4} \quad (3.16)$$

n : ずれ止めの段数

A_{ir} : 鋼管内面のずれ止め部支圧面積 (m²)

$$A_{ir} = \pi \frac{(D - 2t)^2 - \{D - 2 \cdot (t + s)\}^2}{4} \quad (3.17)$$

s : ずれ止めの板厚 (m)

$c\sigma_{cb}$: コンクリートの支圧強度における非線形性を考慮した圧縮強度 (kN/m²)

$$c\sigma_{cb} = 1.8 F_c^{(0.8 - F_c/2000)} \quad (3.18)$$

F_c : コンクリートの設計基準強度 (kN/m²)

圧縮実験および数値解析における試験部位鋼管とずれ止めの仕様、管内充填コンクリートの圧縮強度、最大荷重 N_{max} を表 3.4 に、ずれ止め付きコンクリート充填鋼管部材の終局軸圧縮耐力の算定値と実験値または解析値の比較を図 3.21 示す。算定値と実験値または解析値は概ね一致していることがわかる。

表 3.4 圧縮実験および数値解析における最大荷重

分類	名称	試験部位鋼管				ずれ止め		コンクリート σ_{cc} (N/mm ²)	最大荷重 N_{max} (kN)
		D (mm)	t (mm)	D/t	$s\sigma_y$ (N/mm ²)	w (mm)	s (mm)		
圧縮実験	Case CA1	488	9.0	54	298	25	6	28.8	5017
数値解析	D/t=40	488	12.2	40	319	25	6	30.0	8645
	D/t=54	488	9.0	54		25	6		5774
	D/t=70	488	7.0	70		25	6		4278
	D/t=120	488	4.1	120		25	6		2469

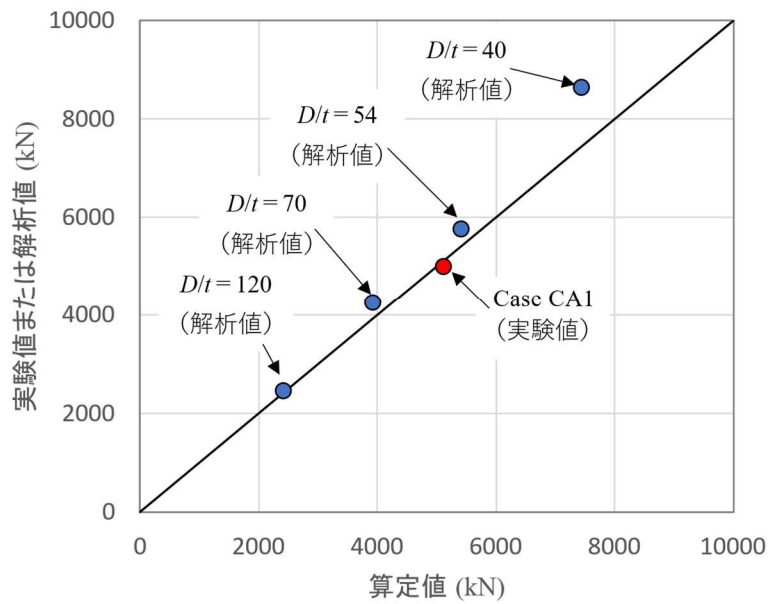


図 3.21 ずれ止め付きコンクリート充填鋼管部材の終局軸圧縮耐力の比較

3.5 まとめ

本章では、ずれ止め付きコンクリート充填鋼管部材において、軸方向に圧縮荷重が作用したときのずれ止めによる鋼管から管内充填コンクリートへの圧縮応力の伝達や鋼管の局部座屈性状を明らかにするとともに、軸圧縮耐力の評価式を提案した。以下にまとめを記す。

- ① ずれ止め付きコンクリート充填鋼管部材による圧縮実験では、ずれ止めにより鋼管から管内充填コンクリートへ圧縮応力が伝達されることで、中空鋼管に比較して最大圧縮荷重 N_{max} が 2 割程度上昇する結果となった。
- ② 最大荷重 N_{max} に達した後においては、鋼管内面の杭頂部側に配置した下側ずれ止めは管内充填コンクリートへ圧縮応力を伝達せず、杭先端側に配置した上側ずれ止めのみが圧縮応力を伝達する（圧縮実験・数値解析より）。
- ③ ずれ止め部における管内充填コンクリートの最大支圧力 $cN_{上側 max}$ は、径厚比 D/t が小さい場合には鋼管の拘束効果により大きく、径厚比 D/t が大きい場合には鋼管の局部座屈により小さくなる傾向である（数値解析より）。
- ④ 本章で検討した範囲では、圧縮実験および数値解析において、ずれ止め付きコンクリート充填部材の軸圧縮耐力は中空鋼管の場合よりも大きくなる結果であった。
- ⑤ ずれ止め部における管内充填コンクリートの支圧強度は、(3.14)式で概ね算定できる。
- ⑥ 圧縮力のみを受けるずれ止め付きコンクリート充填部材の終局軸圧縮耐力 N_{uc} は、(3.9)式で概ね算定できる。

なお、本章ではずれ止め付きコンクリート充填部材の頂部（端部）の変位が完全に固定される条件で軸圧縮耐力を評価した。実際には、鋼管杭の頂部はパイルキャップのコンクリートで支持されるため、鋼管側の軸剛性が相対的に低下し、管内充填コンクリートの負担は増加すると予想される。したがって、(3.15)式はずれ止め部における管内充填コンクリートの支圧強度の強度上昇率の下限値を与えると考えられる。

参考文献

- 3.1) 鋼管杭・鋼矢板技術協会：鋼管杭・鋼管矢板の附属品の標準化，2018.5
- 3.2) Dassault Systèmes: ABAQUS/Standard User's Manual version6.14-2, 2014.4
- 3.3) 後藤芳顕, Ghosh Prosenjit Kumar, 川西直樹：充填コンクリートとの相互作用を考慮した円形断面鋼製橋脚の繰り返し挙動の FEM 解析, 土木学会論文集 A, Vol.66, No.2, pp.487-504, 2009
- 3.4) A. Suzuki and Y. Kimura : Mechanical performance of stud connection in steel-concrete composite beam under reversed stress, Engineering Structures, 249, 113338, 2021
- 3.5) H. Nguyen and S. Kim : Finite element modeling of push-out tests for large stud shear connectors, Journal of Constructional Steel Research, Vol.65, pp.1909-1920, 2009
- 3.6) J. Lee and G. L. Fenves : Plastic-Damage Model for Cyclic Loading of Concrete Structures, Journal of Engineering Mechanics, ASCE, Vol.124, No.8, pp.892-900, 1998
- 3.7) 西元大輔, 塩屋晋一, 増田祐一郎：一軸圧縮を受ける角形鋼管コンクリート柱の応力分布性状に関する有限要素解析, コンクリート工学年次論文集, Vol.28, No.2, 2006
- 3.8) Eurocode2, "Design of concrete structures -Part 1-1: General rules and rules for buildings composite steel and concrete structures", 2004
- 3.9) 谷川恭雄, 畑中重光：応力下降域における各種コンクリートの応力度-ひずみ度曲線の表示式, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (関東), pp.107-108, 1979.9
- 3.10) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 第9版, 第1刷, 2018.
- 3.11) Arne Hillerborg, "Stability Problems in Fracture Mechanics Testing", Fracture of Concrete and Rock, pp.369-378, 1989
- 3.12) 内田裕市, 六郷恵哲, 小柳洽：曲げ試験に基づく引張軟化曲線の推定と計測, 土木学会論文集, Vol.426, pp.203-212, 1991
- 3.13) 橋高義典, 中村成春, 三橋博三：コンクリートのバイリニア型引張軟化構成則の簡易評価方法について, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.20, No.3, pp.181-186, 1998.6
- 3.14) 越智健之, 黒羽啓明：冷間成形円形鋼管部材の耐力と変形能の統計的評価, 日本建築学会構造系論文集 第 391 号, pp. 691-714, 1998
- 3.15) 加藤勉, 秋山宏, 鈴木弘之: 軸圧縮力を受ける鋼管の塑性局部座屈耐力, 日本建築学会構造系論文集 第 204 号, pp. 9-17, 1973
- 3.16) 日本建築学会：プレストレストコンクリート設計施工規準・同解説, 2009
- 3.17) 廣瀬智治, 柳悦孝, 市川和臣, 高野公寿, 木村祥裕：鋼管杭におけるコンクリート充填部の終局曲げ耐力と変形性能の評価, 日本建築学会構造系論文報告集, 第 798 号, 2022.8 (掲載決定)

4章 ずれ止め付きコンクリート充填鋼管部材の 軸力-曲げ耐力と塑性変形能力

4章 ずれ止め付きコンクリート充填鋼管部材の軸力-曲げ耐力と塑性変形能力

本章では、図 3.1 の赤破線で示したずれ止め付きコンクリート充填鋼管部材を検討対象に、軸方向荷重および水平荷重が作用するときの終局メカニズムの解明と終局耐力の評価を主な目的として、圧縮・曲げ実験と引張・曲げ実験および数値解析から、ずれ止め部コンクリートの支圧強度算定式の妥当性や軸方向荷重と水平荷重が同時に作用するときのずれ止め付きコンクリート充填鋼管部材の挙動と破壊性状などを確認・検証する。また、終局メカニズムを考慮した終局耐力式および変形性能の算定式を提案し、その妥当性を示す。

4.1 ずれ止め付きコンクリート充填鋼管部材の圧縮・曲げ実験

鋼管杭の杭頭部を模擬したずれ止め付きコンクリート充填鋼管部材を対象として、軸圧縮荷重および水平荷重が作用した場合の局部座屈性状および終局曲げ耐力、塑性変形性能を明らかにする。

(1) 載荷実験概要

1) 試験体

試験体は実大鋼管杭の 1/2 縮小モデルにて 3 体とし、試験部位には板巻き鋼管 ($\phi 488 \times t 9$: SS400)、加力部位には一般構造用炭素鋼鋼管 ($\phi 508 \times t 19$: STK490) を使用した。試験部位の鋼管内面にはずれ止めを 2 段取り付けたが、ずれ止めの形状・寸法と取り付け位置については、文献 5.1) によることとした (図 4.1)。また、鋼管内は無筋とし、ベースプレート上端より 488mm (鋼管径分) の位置までコンクリート ($F_c 24$) を充填した。試験体の仕様を表 4.1 に、試験装置と試験体の概要を図 4.2, 図 4.3, 写真 4.1 に示す。なお、試験装置の関係から、試験体は実際の構造形式に対して天地を逆にした。試験体鋼管の材端部を下側ベースプレートに溶接取り付けした後に、鋼管とベースプレートとの空隙を無収縮モルタルにて充填した。

表 4.1 試験体の仕様

鋼 管						ずれ止め			充填 コンクリート F_c
試験部位 (板巻管)			加力部位 (電縫管)			板厚 (mm)	幅 (mm)	材質	
径 (mm)	板厚 (mm)	材質	径 (mm)	板厚 (mm)	材質				
488	9	SS400	508	19	STK490	6	25	SS400	24

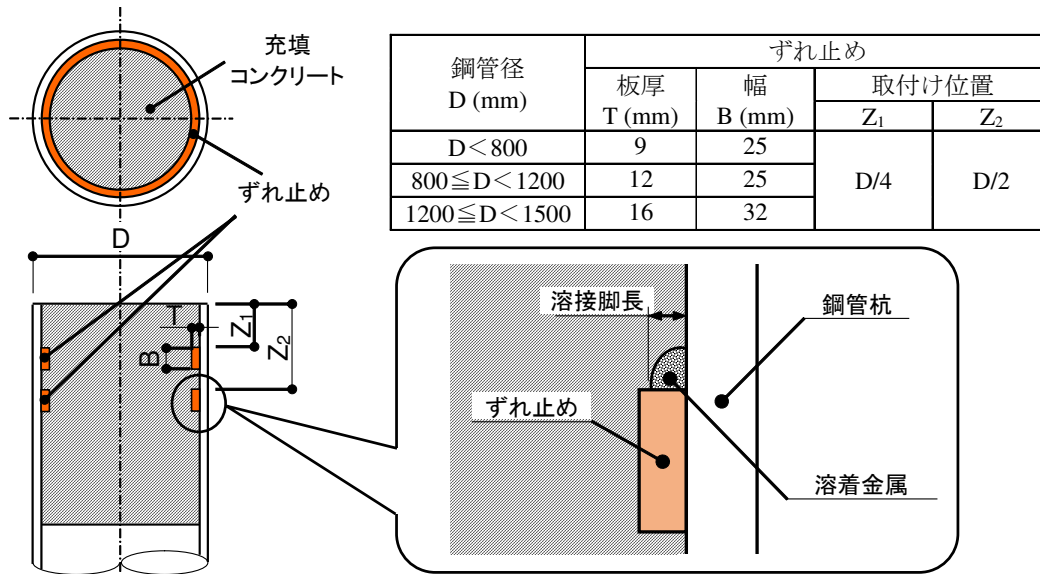


図 4.1 ずれ止めの詳細^{4.1)}

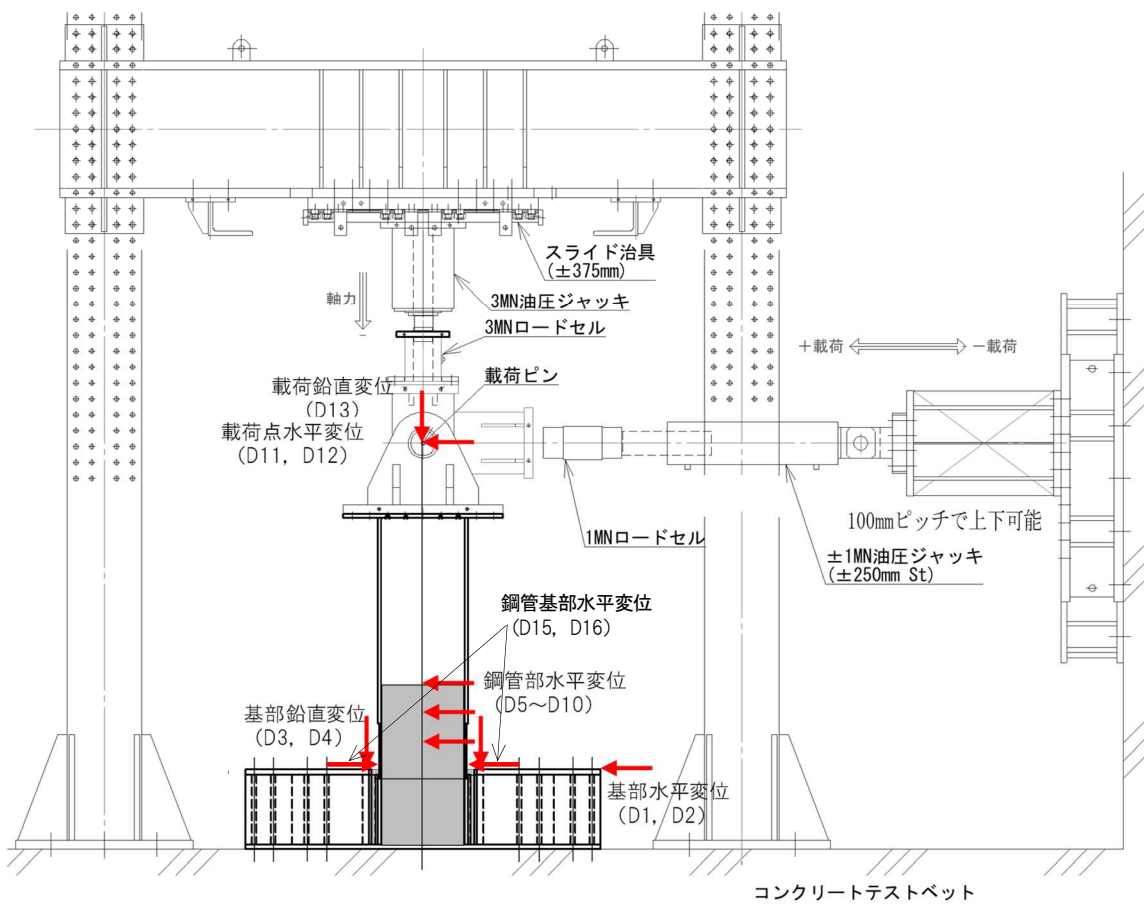


図 4.2 試験装置概要

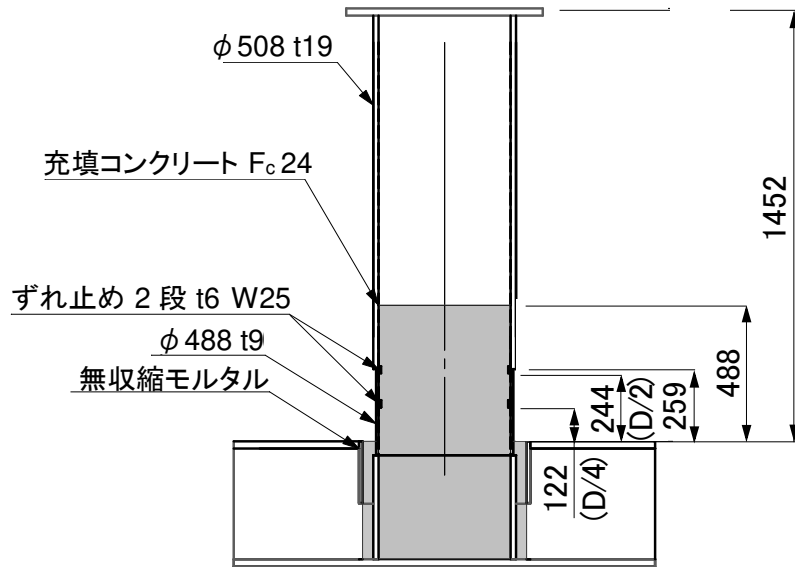


図 4.3 試験体概要



写真 4.1 試験体と試験装置

2) 試験材料

鋼管については、試験部位の余剰部分から切り出した試験片（管軸方向：12C号試験片）3体を用い、降伏点・引張強さ・伸び等を測定した。また、充填コンクリートについては、各3体の供試体を用いて一軸圧縮強度（材齢：7日，14日，28日，試験実施日）・弾性係数（材齢：28日）・ポアソン比（材齢：28日）を測定した。表 4.2，表 4.3 に材料試験結果を示す。

表 4.2 鋼管の材料試験結果

試験片名	降伏点 (N/mm ²)		引張強さ (N/mm ²)	伸び (%)
	上	下		
12C-1	327.0	309.5	454.6	42.1
12C-2	331.2	309.3	455.4	42.6
12C-3	324.0	309.4	456.0	43.5
平均	327.4	309.4	455.3	42.7

弾性係数=2.085×10⁵ N/mm²

表 4.3 コンクリートの材料試験結果

材齢 (日)	一軸圧縮強度 (N/mm ²)			
	1	2	3	平均
7	17.3	16.8	17.1	17.1
14	20.9	22.2	20.8	21.3
28	25.1	25.1	25.1	25.1
34	26.0	26.0	25.4	25.8
40	25.9	25.9	26.4	26.1

弾性係数=2.87×10⁴ N/mm²

ポアソン比=0.179

3) 載荷荷重と載荷方法

鉛直荷重 N は鋼管の降伏軸力 N_y (鋼管の断面積×鋼管の降伏点) に対して、軸力比 $s\eta$ ($=N/N_y$) が 0.0, 0.3, 0.6 となるよう圧縮力を設定し、水平荷重 H は以下の手順により設定した。

- ①材料試験結果から鉛直荷重 N が作用するときの鋼管の全塑性モーメント M_p に対応する水平荷重 H_p を求める。
- ②鉛直荷重 N を作用させた状態で水平荷重 H_p を載荷し、そのときの制御変位量を基準変位 δ_f とする。
- ③各ステップの最大制御変位量を $\pm\delta_f, \pm2\delta_f, \pm4\delta_f, \pm6\delta_f \dots$ とし、これに対応する水平荷重を各ステップでの水平荷重 H_i とする。

各ケースにおける載荷荷重と基準変位 δ_f を表 4.4 に示す。制御変位量は、載荷点での平均水平変位 (D11, D12) と試験体基部での平均水平変位 (D01, D02) の差に試験体基部での回転変位 (D03, D04) と鋼管基部での水平変位 (D14, D15) を補正した値とした。

表 4.4 作用鉛直荷重および基準水平荷重 H_p と基準変位 δ_f

ケース名	降伏軸力 (kN)	作用鉛直荷重 (kN)	軸力比	M_p (kN・m)	H_p (kN)	δ_f 計測値 (mm)
Case BA1	4190	0	0.0	639	345	11.35
Case BA2		1257	0.3	569	307	8.45
Case BA3		2514	0.6	376	203	4.63

前述のように鉛直荷重 N を作用させた状態で水平荷重 H_p を載荷し、基準変位 δ_f を計測した後、本載荷に移行した。本載荷は変位制御にて最大制御変位量を $\pm\delta_f, \pm2\delta_f, \pm4\delta_f, \pm6\delta_f \dots$ とし、各ステップ 2 回の繰返し載荷を実施した (図 4.4 参照)。試験最大水平荷重を迎えた後に、ステップ最大水平荷重が試験最大水平荷重の 80% 以下となった時点で試験を終了した。

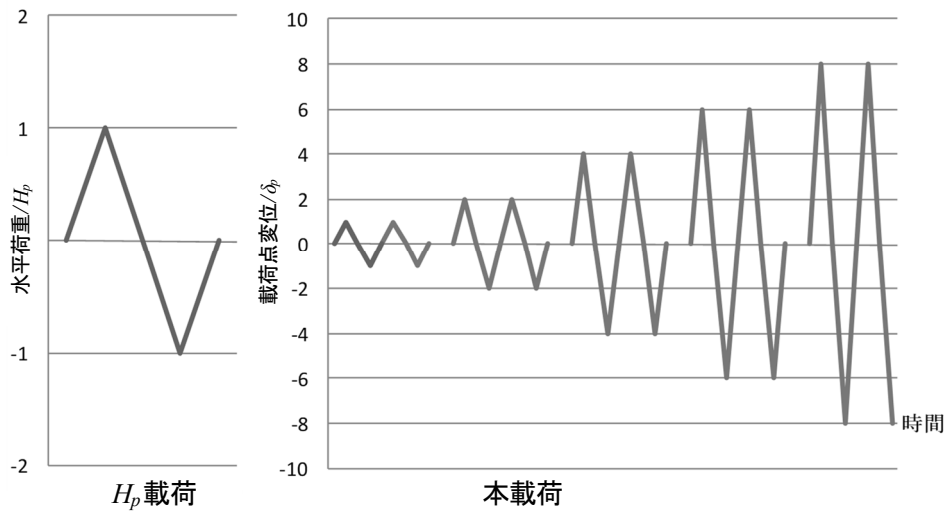


図 4.4 载荷方法

4) 測定項目と測定点数

表 4.5 に測定項目と測定点数を示す。鋼管外面には 2 軸のひずみゲージを 6 断面に貼付した。測定点数はベースプレート上端側の 2 断面については周方向に 8 点、他の 4 断面については周方向に 4 点とした (図 4.5 参照)。

表 4.5 測定項目と測定点数

測定項目	機器	数量
鉛直荷重	ロードセル	1
水平荷重	ロードセル	1
载荷点水平変位	変位計 (D11,D12)	2
载荷点鉛直変位	変位計 (D13,D14)	2
鋼管の水平変位	変位計 (D05~D10)	6
鋼管基部の水平変位	変位計 (D15,D16)	2
試験体基部の水平変位	変位計 (D01,D02)	2
試験体基部の回転変位	変位計 (D03,D04)	2
鋼管のひずみ	2 軸ひずみゲージ	32/体
アクリル棒のひずみ	1 軸ひずみゲージ	12/体

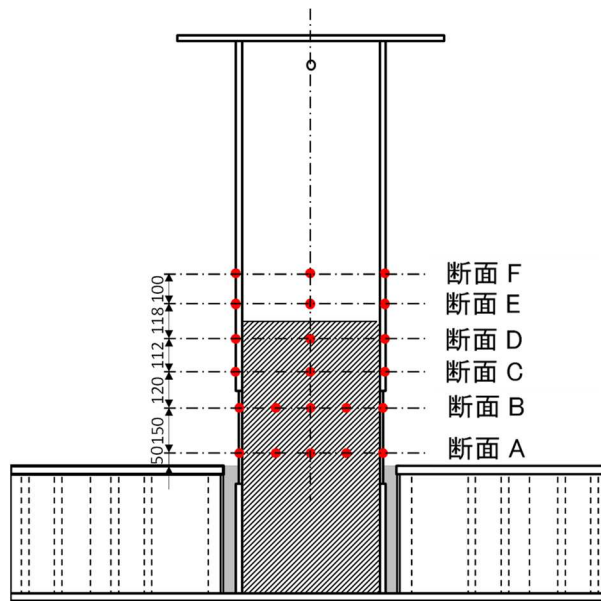


図 4.5 鋼管外面のひずみゲージ位置

(2) 各試験体の最大曲げモーメントと破壊性状

最大水平荷重時の制御変位量、基部における曲げモーメントと変形角および限界変形角を表 5.6 に、基部における曲げモーメントおよび変形角の関係を図 4.6～図 4.8 に、試験終了時の試験体の状況を写真 4.2～写真 4.4 に示す。ただし、限界変形角は最大水平荷重に至った後に 95%にまで荷重低下したときの変形角とした。

表 4.6 最大水平荷重時の制御変位量・基部曲げモーメント・変形角と限界変形角

ケース名	最大水平荷重 (kN)	制御変位量 (mm)	基部曲げモーメント (kN・m)	変形角 (rad)	限界変形角 (rad)		$c_{fl}M_u$ (kN・m)
					試験結果	絶対値平均	
Case BA1	519	68.37	960	0.0286	0.0355	0.0349	755.1
	-511	-68.11	-946	-0.0282	-0.0344		
Case BA2	460	33.55	893	0.0159	0.0269	0.0243	837.6
	-464	-33.62	-900	-0.0157	-0.0217		
Case BA3	401	18.68	788	0.0090	0.0146	0.0133	860.5
	-415	-18.57	-812	-0.0091	-0.0120		

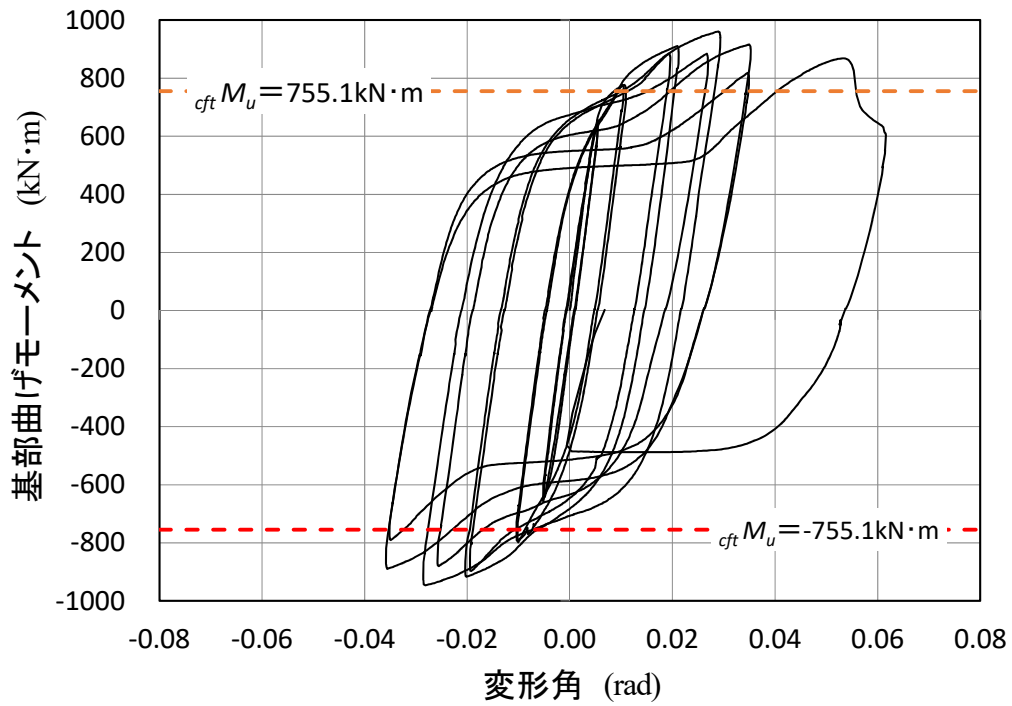


図 4.6 基部曲げモーメントと変形角の関係 (Case BA1)



(a) 試験体全景

(b) 試験体基部

写真 4.2 試験終了時の試験体 (Case BA1)

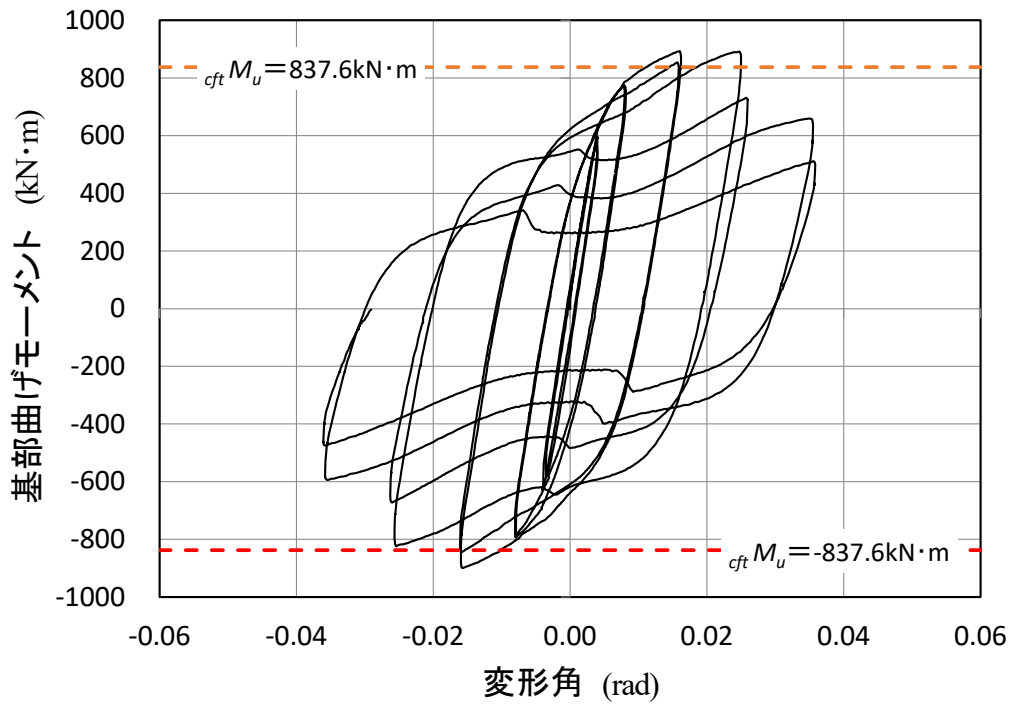


図 4.7 基部曲げモーメントと変形角の関係 (Case BA2)



(a) 試験体全景



(b) 試験体基部

写真 4.3 試験終了時の試験体 (Case BA2)

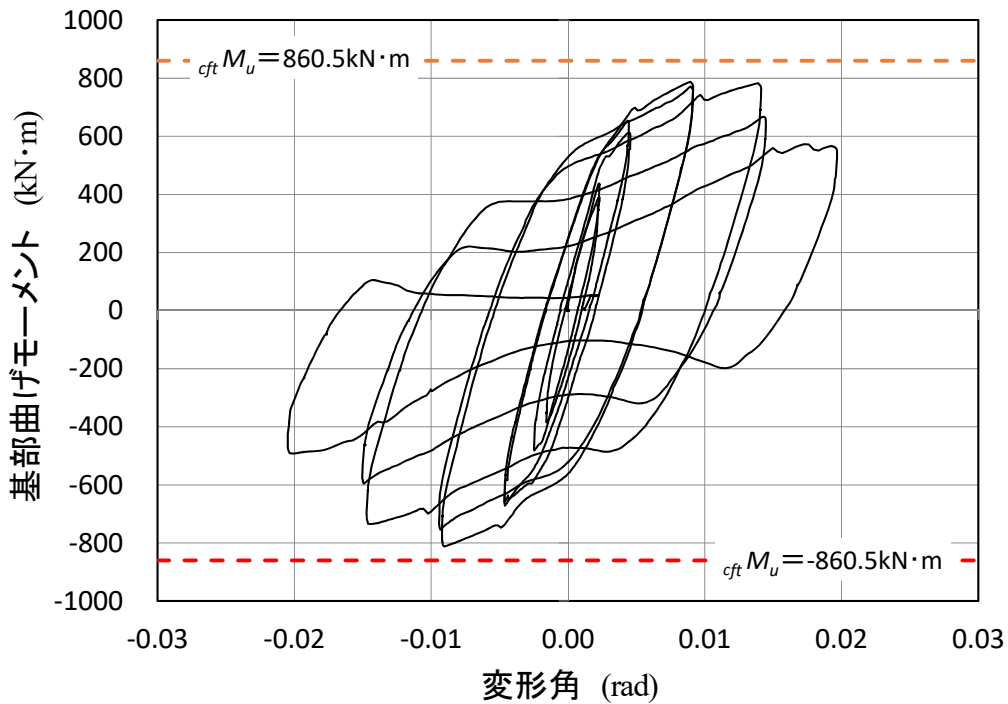
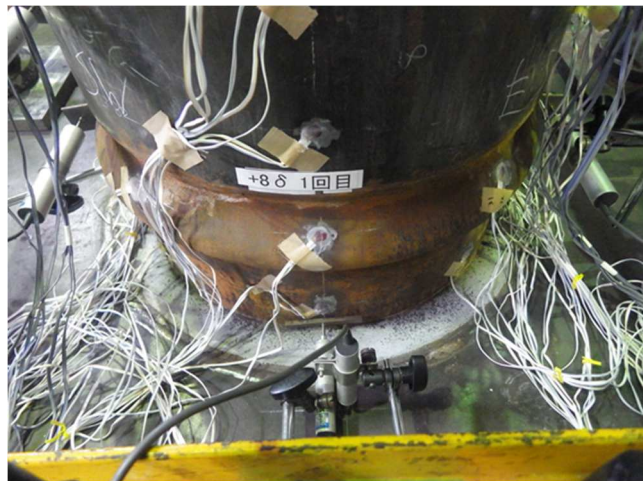


図 4.8 基部曲げモーメントと変形角の関係 (Case BA3)



(a) 試験体全景



(b) 試験体基部

写真 4.4 試験終了時の試験体 (Case BA3)

Case BA1 では、正・負方向ともに制御変位量 $6\delta_p$ の第 1 サイクル時に最大水平荷重が計測された。基部最大曲げモーメント (最大水平荷重時) の正負方向平均値 ($M_{max.Ave}=953\text{kN}\cdot\text{m}$) は、コンクリート充填鋼管部材 (以下、CFT 部材 と称す) と仮定した終局曲げ耐力 (${}_{cft}M_u=755.1\text{kN}\cdot\text{m}$) の約 1.26 倍である。

Case BA2 では、正・負方向ともに制御変位量 $4\delta_p$ の第 1 サイクル時に最大水平荷重が計測された。基部最大曲げモーメント (最大水平荷重時) の正負方向平均値 ($M_{max.Ave}=896\text{kN}\cdot\text{m}$) は、CFT 部材

と仮定した終局曲げ耐力 ($_{cft}M_u=837.6\text{kN}\cdot\text{m}$) の約 1.07 倍である。

Case BA3 では、正・負方向ともに制御変位量 $4\delta_p$ の第 1 サイクル時に最大水平荷重が計測された。基部最大曲げモーメント (最大水平荷重時) の正負方向平均値 ($M_{maxAve}=800\text{kN}\cdot\text{m}$) は、CFT 部材と仮定した終局曲げ耐力 ($_{cft}M_u=860.5\text{kN}\cdot\text{m}$) の約 0.93 倍である。

終局曲げ耐力と限界変形角は、軸力比 $_{s}\eta$ が大きくなるにつれ、低下する傾向にある。終局曲げ耐力は、CFT 部材と仮定した終局曲げ耐力に対して、軸力比 $_{s}\eta$ が 0.0 ではそれを上回り、軸力比 $_{s}\eta$ が 0.3 で同等、軸力比 $_{s}\eta$ が 0.6 ではそれを下回る。最大荷重 (終局曲げ耐力) に達した後は、軸力比 $_{s}\eta$ が大きいほど、荷重低下がより顕著になる。

試験後の試験体を写真 4.5～写真 4.7 に示す。局部座屈の発生位置は、軸力比 $_{s}\eta$ が 0.0 の場合では固定端 (鋼管基部) より約 50mm の位置、軸力比 $_{s}\eta$ が 0.3, 0.6 の場合では固定端 (鋼管基部) より約 170mm の位置であり、固定端 (鋼管基部) より $0.5D$ (D : 管径) の範囲であることを確認している (写真 4.5～写真 4.7 参照)。また、局部座屈変形は、軸力比 $_{s}\eta$ が大きいほど、顕著となる。



写真 4.5 試験後の試験体 (Case BA1)



写真 4.6 試験後の試験体 (Case BA2)



写真 4.7 試験後の試験体 (Case BA3)

軸力導入時から $6\delta_p$ までの鋼管のひずみ分布 (断面毎の平均値) を図 4.9 に示す。Case BA2, Case BA3 では水平荷重 H_p が大きくなるにつれて、B 断面のひずみが急激に増加していることがわかる。

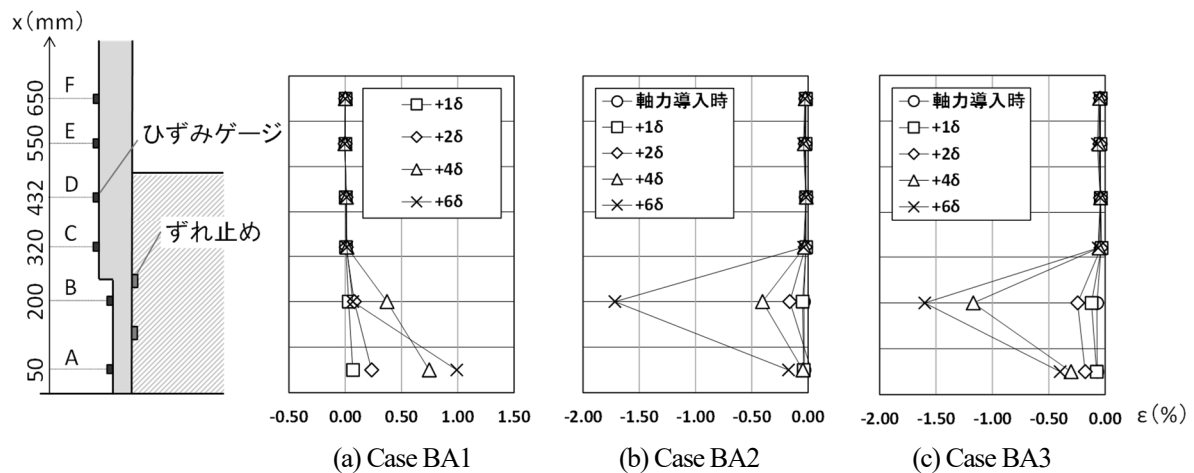


図 4.9 鋼管外面の発生ひずみ (断面毎の平均値)

Case BA3 については、試験終了後に管内充填コンクリートの状況を確認するために解体調査を実施した。鋼管内面の状況と管内充填コンクリートの状況を写真 4.8, 写真 4.9 に示す。上段ずれ止めより上方のコンクリートは比較的健全であったが、下段ずれ止めと上段ずれ止め間 (座屈位置) のコンクリートについては激しく圧壊している状況が確認された。下段ずれ止めより下方のコンクリートについては、損傷範囲がずれ止め下面に集中している状況であった。

実験における鋼管のひずみ分布性状および実験終了後の管内充填コンクリートの破壊性状から、鋼管から管内充填コンクリートへの応力伝達は、局部座屈の発生位置直上のずれ止めによるところが大きいと推察される。



写真 4.8 試験後の鋼管内面の状況 (Case BA3)



写真 4.9 試験後の管内充填コンクリートの状況 (Case BA3)

(3) 局部座屈の発生位置

局部座屈の発生位置は、Case BA1 (軸力比 $s\eta=0.0$) では固定端 (鋼管基部) より約 50mm の位置、Case BA2 (軸力比 $s\eta=0.3$)、Case BA3 (軸力比 $s\eta=0.6$) では固定端 (鋼管基部) より約 170mm の位置であった。局部座屈の発生メカニズムの模式図を図 4.10～図 4.12 に示す。

ずれ止め下部の鋼管の圧縮応力は、ずれ止めから管内充填コンクリートに圧縮応力が伝達されるため、コンクリートへの伝達量に応じて減少する。ここで、圧縮縁のみに着目すると、曲げモーメントによる圧縮応力は、水平荷重の荷重点位置からの距離に比例して増加するが、上側ずれ止めに比較して小さいものの、下側ずれ止めからも管内充填コンクリートへ圧縮応力は伝達するため、曲げモーメントによる圧縮応力は比例的には上昇しなくなる。また、圧縮荷重が荷重された場合には、圧縮荷重による応力もずれ止めによって管内充填コンクリートに伝達されるため、上下ずれ止め間の鋼管の圧縮応力に比較して下側ずれ止め下部の鋼管の圧縮応力は小さくなる。曲げモーメ

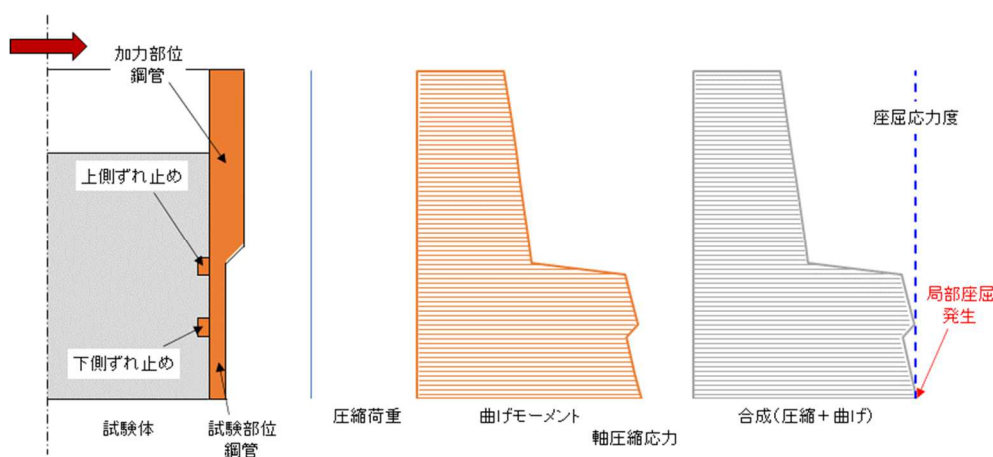


図 4.10 局部座屈の発生メカニズム (模式図: Case BA1 軸力比 $s\eta=0.0$)

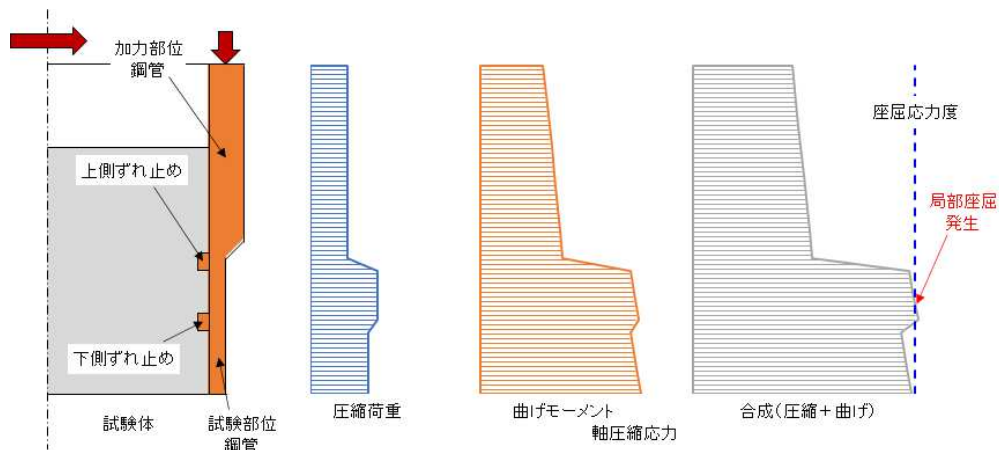


図 4.11 局部座屈の発生メカニズム (模式図 : Case BA2 軸力比 $s\eta=0.3$)

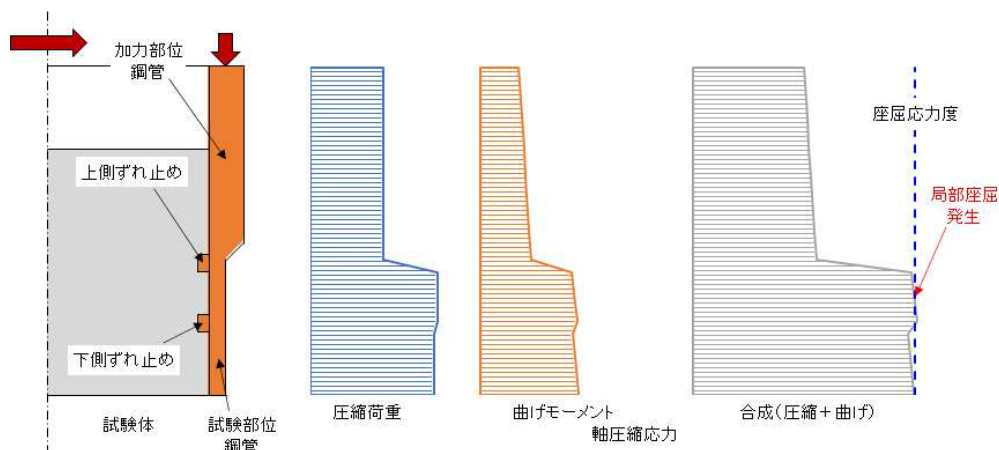


図 4.12 局部座屈の発生メカニズム (模式図 : Case BA3 軸力比 $s\eta=0.6$)

ントによる圧縮応力と圧縮荷重による応力との和が圧縮縁における鋼管の圧縮応力であるが、これが鋼管の座屈応力度を超えると局部座屈が発生する。図 4.10～図 4.12 に示すように、最大圧縮応力の発生位置はずれ止めの影響により上下するため、局部座屈もこれに一致して発生することになる。鋼管に局部座屈が発生すると、座屈変形はその位置に集中するため、座屈変形の進展に従って、圧縮応力の伝達は鋼管の座屈発生位置直上のずれ止めのみとなる。

4.2 ずれ止め付きコンクリート充填鋼管部材の引張・曲げ実験

4.1 節の圧縮・曲げ実験と同仕様の試験体を用い、引張荷重を付加しつつ水平荷重を作用させ、終局曲げ耐力、変形性能、終局挙動を確認した。

(1) 実験概要

1) 試験体と材料試験

試験体は実大鋼管杭の 1/2 縮小モデルにて 2 体とし、試験体仕様と材料試験は、ずれ止めの形状・寸法、取付け位置・段数、試験体鋼管とベースプレートとの固定方法等を含め、圧縮・曲げ実験試験体と同様とした。試験装置の概要を図 4.13 に、試験体と試験装置を写真 4.10 に、材料試験結果を表 4.7、表 4.8 に示す。

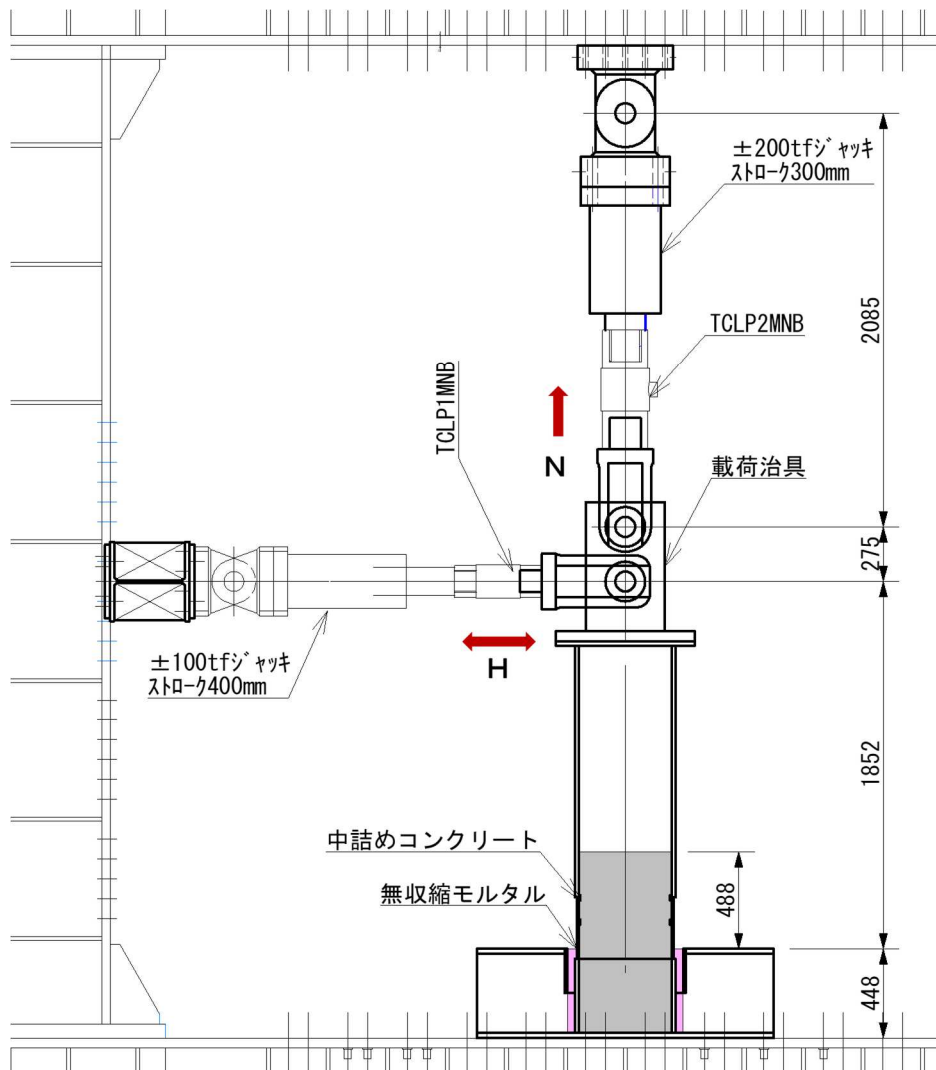


図 4.13 試験装置の概要



写真 4.10 試験体と試験装置

表 4.7 鋼管の材料試験結果

試験片名	降伏点 (N/mm ²)		引張強さ (N/mm ²)	伸び (%)
	上	下		
No.1	296.3	287.7	448.9	41.0
No.2	291.9	283.8	445.7	41.1
No.3	291.1	285.6	452.0	42.6
No.4	299.4	294.5	452.3	42.6
平均	294.7	287.9	449.7	41.8

弾性係数=2.093×10⁵ N/mm²

表 4.8 コンクリートの材料試験結果

材齢 (日)	一軸圧縮強度 (N/mm ²)			
	1	2	3	平均
7	17.8	17.2	17.1	17.4
14	21.4	22.4	22.8	22.2
28	25.1	24.2	25.1	24.8
50	27.2	26.6	28.2	27.3
55	29.0	28.7	27.9	28.5

弾性係数=2.75×10⁴ N/mm²

ポアソン比=0.187

2) 載荷荷重と載荷方法

鉛直荷重 N は鋼管の降伏軸力 N_y (鋼管の断面積×鋼管の降伏点) に対して、軸力比 $s\eta (=N/N_y)$ が -0.13, -0.26 となるよう引張力を設定した。水平荷重 H の設定方法および載荷方法は、圧縮・曲げ実験と同様である。表 4.9 に各ケースにおける載荷荷重と基準変位 δ_p を示す。

なお、軸力の載荷治具には載荷位置の水平方向変位に追従するスライド機構を設けていないため、制御変位量は載荷点下の試験体水平変位 (D16, D17) の平均値から基部の水平変位 (D13) と回転変位 (D14, D15) の影響を補正した値とした。制御変位量の算定式を以下に示す (図 4.14 参照)。

$$\text{制御変位量} = (D16 + D17) / 2 - D13 - (D14 - D15) / L_{14-15} \times L_{16-17}$$

表 4.9 作用鉛直荷重および基準水平荷重 H_p と基準変位 δ_p

ケース名	降伏軸力 (kN)	作用鉛直荷重 (kN)	軸力比	M_p (kN·m)	H_p (kN)	δ_p 計測値 (mm)
Case BB1	3901	500	-0.13	582	315	7.86
Case BB2		1000	-0.26	547	295	7.92

3) 測定項目と測定点数

ひずみゲージの設置位置は、4.1節の圧縮・曲げ実験に準じた。変位計の設置位置を図4.14に示す。

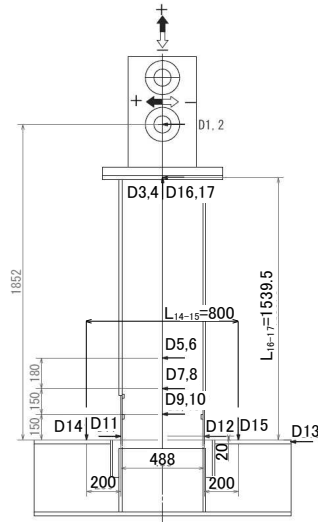


図 4.14 変位計測位置

(2) 各試験体の最大曲げモーメントと破壊性状

図 4.13 に示すように、鉛直荷重 N を両端ピンの油圧ジャッキにて载荷したが、油圧ジャッキが水平方向に固定された試験装置では、水平変位の増加に伴って载荷方向が鉛直軸からずれることから、水平分力 N_H が生じることとなる。また、水平変位により鉛直分力 N_Y による付加モーメントも生じることから、油圧ジャッキの固定位置と载荷位置の水平変位量をもとに、水平力 H_R 、基部における曲げモーメント M_R を図 4.15 のように補正した。

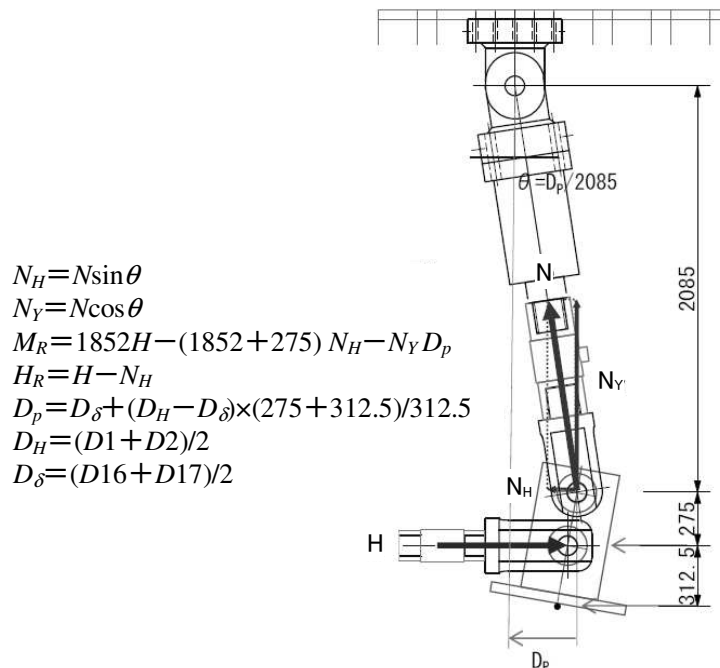


図 4.15 水平荷重と基部曲げモーメントの補正

基部における最大曲げモーメント時の計測結果と限界変形角を表 4.10 に、基部における曲げモーメント M_R と変形角の関係を図 4.16, 図 4.17 に、鋼管外面の発生ひずみ (断面毎の平均値) を図 4.18 に示す。限界変形角は最大水平荷重に至った後に 95% にまで荷重低下したときの変形角であるが、95% まで荷重低下しなかった場合には、各荷重ステップの第 1 サイクル時における最大変形角とした。

表 4.10 基部最大曲げモーメント時の計測結果と限界変形角

ケース名	基部最大曲げモーメント (kN・m)	制御変位量 (mm)	水平荷重 (kN)	変形角 (rad)	限界変形角 (rad)		$_{crit}M_u$ (kN・m)
					試験結果	絶対値平均	
Case BB1	916	47.32	516	0.0295	0.0597	0.0628	649.5
	- 887	- 47.53	- 501	- 0.0352	- 0.0660		
Case BB2	848	47.29	501	0.0403	0.0889	0.0792	583.5
	- 847	- 47.40	- 501	- 0.0465	- 0.0775		

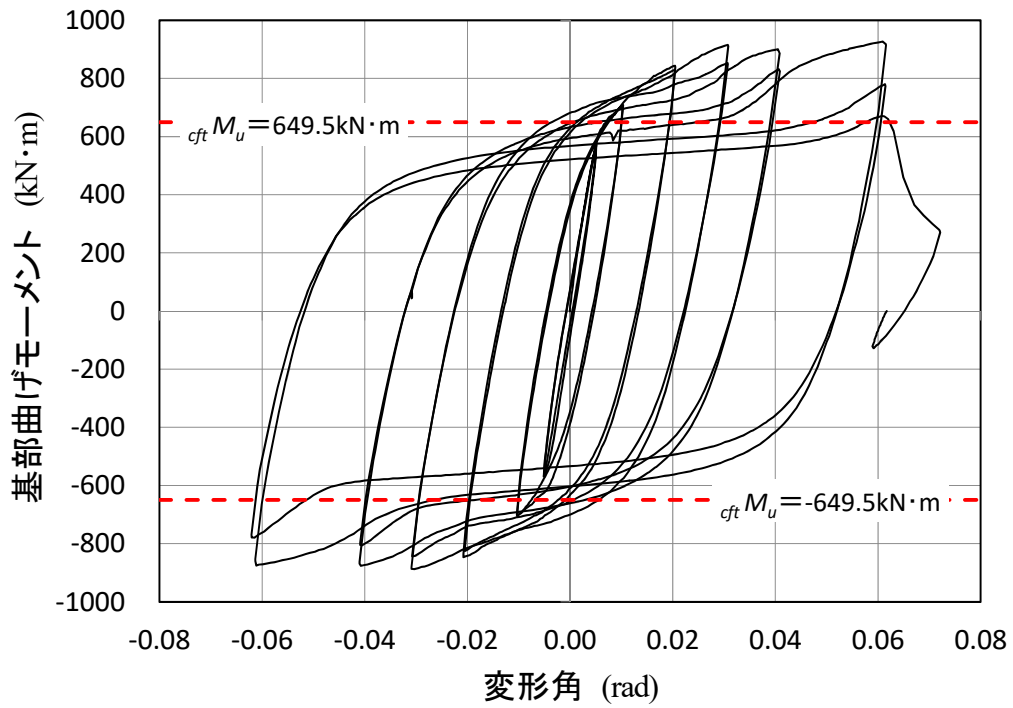


図 4.16 基部曲げモーメントと変形角の関係 (Case BB1)



(a) 試験体全景



(b) 試験体基部

写真 4.11 試験終了後の試験体 (Case BB1)

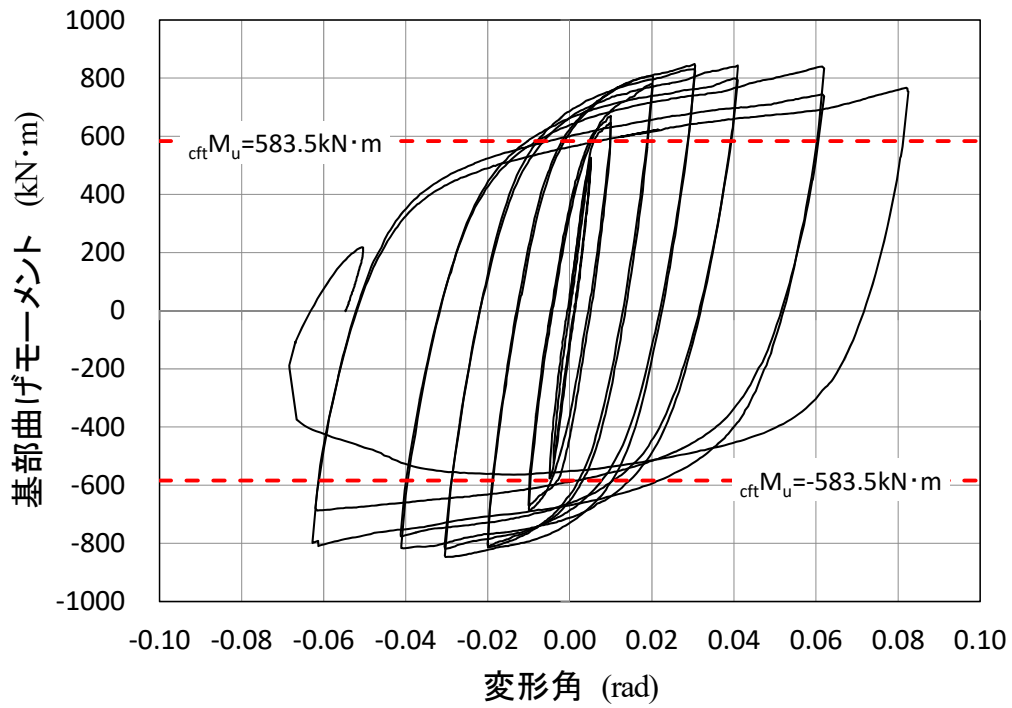


図 4.17 基部曲げモーメントと変形角の関係 (Case BB2)



(a) 試験体全景



(b) 試験体基部

写真 4.12 試験終了後の試験体 (Case BB2)

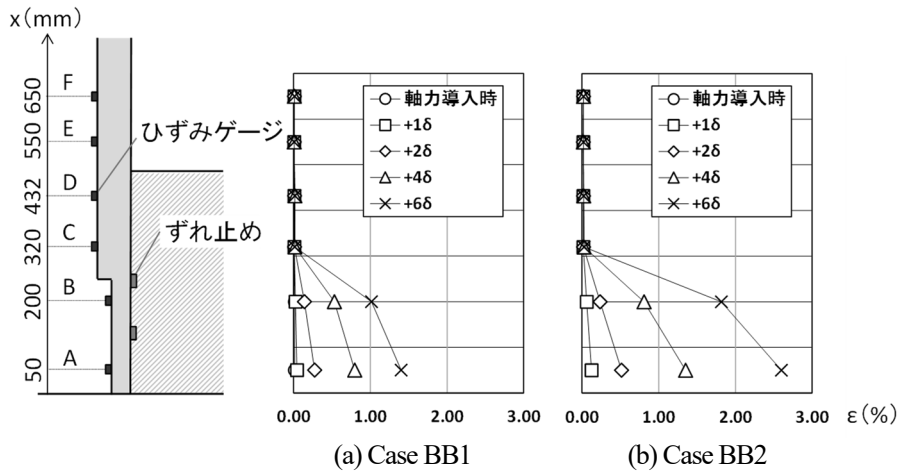


図 4.18 鋼管外面の発生ひずみ (断面毎の平均値)

Case BB1 では、正・負方向ともに制御変位量 $12\delta_p$ の第 1 サイクル時に最大水平荷重が計測された。その後、圧縮側の鋼管基部に局部座屈が発生、各荷重ステップでの最大荷重がほぼ一定となり、制御変位量 $16\delta_p$ の第 1 サイクル時に引張側の鋼管基部が破断して終局状態に至った。基部曲げモーメントの最大値 ($M_{Rmax,Ave}=902\text{kN}\cdot\text{m}$) は、制御変位量 $6\delta_p$ の第 1 サイクル時に計測されたが、CFT 部材と仮定した終局曲げ耐力 (${}_{cft}M_u=649.5\text{kN}\cdot\text{m}$) の約 1.39 倍である。

Case BB2 では、正・負方向ともに制御変位量 $12\delta_p$ の第 1 サイクル時に最大水平荷重が計測された。その後、圧縮側の鋼管基部に局部座屈が発生、各荷重ステップでの最大荷重がほぼ一定となり、制御変位量 $-16\delta_p$ の第 1 サイクル時に引張側の鋼管基部が破断して終局状態に至った。基部曲げモーメントの最大値 ($M_{Rmax,Ave}=847\text{kN}\cdot\text{m}$) は、制御変位量 $6\delta_p$ の第 1 サイクル時に計測されたが、CFT 部材と仮定した終局曲げ耐力 (${}_{cft}M_u=583.5\text{kN}\cdot\text{m}$) の約 1.45 倍である。

引張軸力が大きいほど、終局曲げ耐力は低下するが、限界変形角は増大する傾向にある。終局曲げ耐力は CFT 部材と仮定した終局曲げ耐力に比較して大きく、引張領域縁端の鋼管が破断 ($16\delta_p$ の第 1 サイクル) するまでは最大荷重 (終局曲げ耐力) に達した後の荷重低下はそれほど顕著ではない。局部座屈の発生位置は固定端 (鋼管基部) の近傍で、管内充填コンクリートの損傷は下段ずれ止めからこの範囲に集中している (写真 4.13, 写真 4.14)。



写真 4.13 実験終了後の状況 (Case BB2)

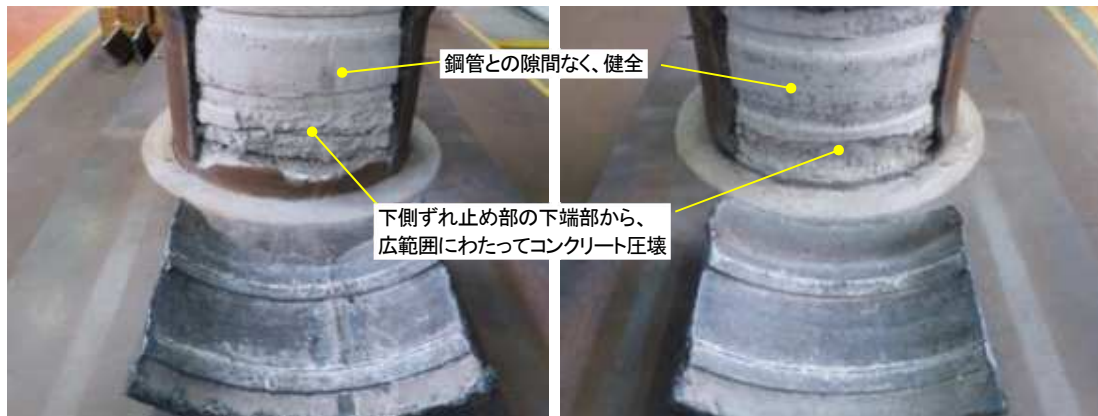


写真 4.14 実験終了後の解体調査 (Case BB2)

4.1 節の圧縮・曲げ実験結果との相違は、引張側鋼管の破断により終局状態を迎えること、最大荷重（終局曲げ耐力）に達した後の荷重低下が顕著ではないこと、変形性能が非常に大きい（1.8～6.0 倍）こと等である。鋼管から管内充填コンクリートへの応力伝達については、実験における鋼管のひずみ分布性状が軸力のない試験体（Case BA1）と同様の傾向を示していること、実験終了後の管内充填コンクリートの破壊性状をみると局部座屈の発生位置直上のずれ止め部に接するコンクリートのみに損傷が集中していることから判断して、圧縮・曲げ実験の場合と同様に、大部分が局部座屈の発生位置直上のずれ止めにより行われているものと推察される。

(3) CFT 部材との応力伝達メカニズムの相違

ずれ止め付きコンクリート充填鋼管部材では、CFT 部材と同様に軸力や曲げモーメントによる圧縮応力に対しては鋼管と管内充填コンクリートで応力を負担し、引張応力に対しては鋼管のみで応力を負担する。CFT 部材との大きな相違は各部位への圧縮応力の伝達メカニズムである。

CFT 部材では、軸力や曲げモーメントによる圧縮応力は、内ダイヤフラム形式の場合には内ダイヤフラムにて、部材全長にわたりコンクリートが充填されている場合には鋼管とコンクリートの付着にて、鋼管からコンクリート伝達され⁴⁵⁾。これに対して、ずれ止め付きコンクリート充填鋼管部材では、圧縮応力はずれ止めを介して管内充填コンクリートに伝達される（図 4.9、図 4.18 参照）。このため圧縮応力を伝達するずれ止め部において管内充填コンクリートの圧縮変形（圧壊等を含む）が増加すると、ずれ止め部の直下に局部座屈が発生し、局部座屈の進行に伴って耐力も低下することとなる。

4.3 鋼管から管内充填コンクリートへの応力伝達

(1) 圧縮・曲げ実験を模擬した数値解析

鋼管から管内充填コンクリートへの応力伝達機構を検証することを目的として、圧縮・曲げ実験を模擬した数値解析を実施した。

1) 解析概要

解析モデルを図 4.19 に、試験体の材料特性を表 4.11 示す。解析には ABAQUS 6.14⁴³⁾を用い、鋼管端部の節点をまとめる参照点を設けて载荷した。鋼管の材料特性は、複合硬化則としてコンクリートの圧縮挙動は材料試験結果を参考に応力-ひずみ関係を定義した。また、コンクリートの引張強度は圧縮強度の 1/10 とし、引張強度に達した後は文献 4.4) を参考に強度が劣化する履歴特性とした。

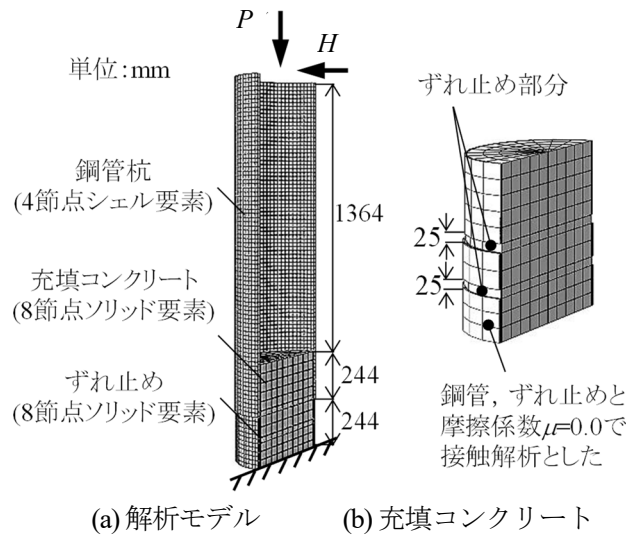


図 4.19 解析モデル

表 4.11 試験体の材料特性

鋼管			充填コンクリート			
ヤング率 (N/mm ²)	降伏応力度 (N/mm ²)	降伏ひずみ (-)	ヤング率 (N/mm ²)	圧縮強度 (N/mm ²)		
				Case D1	Case D2	Case D3
2.09×10^5	309.4	1.48×10^{-3}	2.87×10^4	26.1	25.1	25.8

2) 解析結果と考察

鉛直荷重作用時 (水平荷重作用前) における鋼管の軸ひずみ分布の比較を図 4.20 に示す。実験値のひずみは S₁ 面 (鋼管外面) のひずみであり、解析値の表面ひずみに対応する。また、解析値の軸ひずみは S₁ 面 (鋼管外面), S₂ 面 (鋼管内面) におけるひずみを平均し、局所的な板曲げによるひずみを除去した値である。

コンクリートが充填されていない部位の表面ひずみについては、実験値と解析値が比較的一致する結果であった。これに対してコンクリートが充填された部位では、表面ひずみの値は若干異なる結果となった。しかしながら、分布性状が概ね一致していることから、本解析は概ね実験を模擬

しているものと判断される。解析結果において、表面ひずみがずれ止めの上下で大きく変動していること、軸ひずみの変動が小さいことから、鉛直荷重作用時（水平荷重作用前）においては、鋼管に局所的な板曲げが生じていると考えられる。このときの軸ひずみを鉛直荷重に換算すると、Case BA2, Case BA3 とともに作用した鉛直荷重の 25%程度が鋼管からコンクリートに伝達されたことになる。

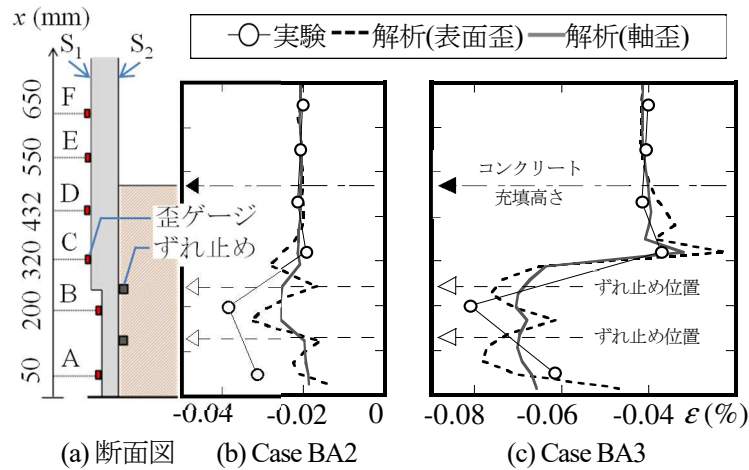


図 4.20 鉛直荷重作用時（水平荷重作用前）における軸ひずみ分布

水平荷重 H が作用したときの圧縮領域の充填コンクリート部における塑性ひずみ分布を図 4.21 に示す。図中の白色部分は引張の塑性ひずみが発生している要素である。Case BA2, Case BA3 では水平荷重 $H=0\text{ kN}$ （軸圧縮荷重作用時、水平荷重作用前）において、上側ずれ止めの位置（高さ $x=244\text{ mm}$ ）近傍に塑性ひずみが発生し、水平荷重 $H=100\text{ kN}$ 時においては下側ずれ止めの位置の下方（高さ $x=0\sim 100\text{ mm}$ の範囲）まで塑性ひずみが進展する結果となった。これらの塑性ひずみは比較的水平的荷重の小さい状態（水平荷重 $H=10\sim 30\text{ kN}$ ）から発生したが、水平荷重 $H=100\text{ kN}$ 時まで残留したことを確認している。塑性ひずみが発生した領域については、作用した鉛直荷重の大きい試験体ほど小さい傾向である。

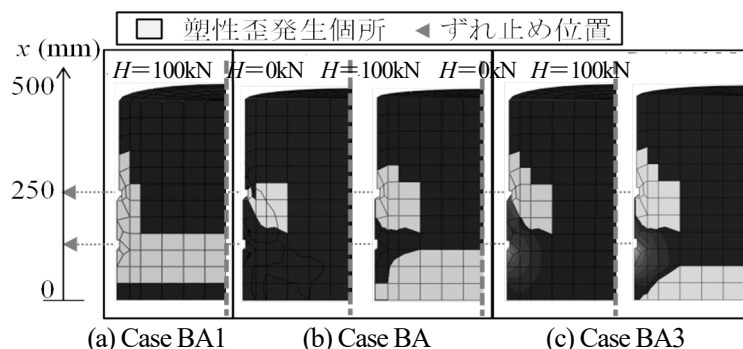


図 4.21 圧縮領域の充填コンクリート部における塑性ひずみ分布

水平荷重 $H=100\text{ kN}$ 時の材軸方向のひずみ分布を図 4.22 に示す。各試験体において実験値と解析値は概ね対応しているが、いずれの試験体においても、上側ずれ止めの位置（高さ $x=244\text{ mm}$ ）から下の領域ではひずみの減少がほとんど見られない。これは、「下側ずれ止め（高さ $x=122\text{ mm}$ の

位置)は、曲げによる応力を鋼管から充填コンクリートにほとんど伝達していない」ことを意味する。実験完了後の解体調査 (Case BA3) において、下側ずれ止めの近傍および下方の充填コンクリート部に損傷がみられなかったことから、これは確認されている。

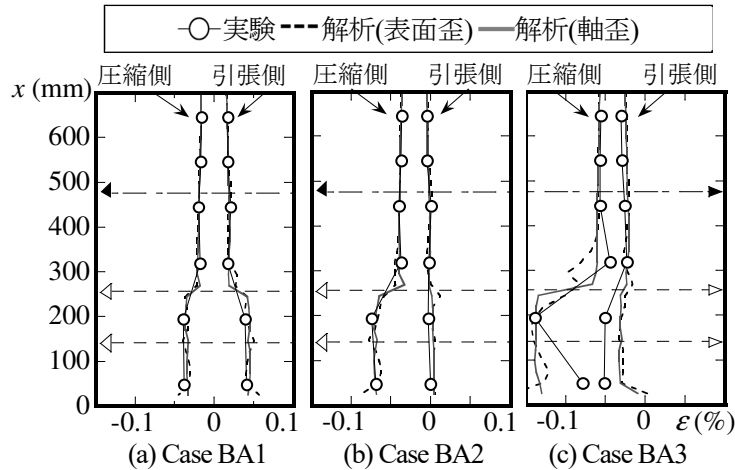


図 4.22 水平荷重 $H=100\text{kN}$ 時における材軸方向ひずみ分布

圧縮領域の充填コンクリート部における軸応力分布 (圧縮を正とする) を図 4.23 に示す。鉛直荷重を作用させた Case BA2, Case BA3 では、水平荷重 $H=0\text{ kN}$ 時 (軸圧縮荷重作用時、水平荷重作用前) において、ずれ止め直下の充填コンクリート部外縁より約 20mm の範囲に大きな圧縮応力が確認された。この圧縮応力は、試験体の固定端部に近いほど、より断面の中央にまで伝達される傾向にあるが、伝達される応力の範囲は鉛直荷重の小さい Case BA2 の方が Case BA3 と比べて広い。

水平荷重 $H=100\text{ kN}$ 時では、いずれの試験体においても圧縮応力はずれ止めからある勾配を持って断面の中央へ伝達され、鉛直荷重の小さい試験体ほど伝達される範囲は狭い。ただし、圧縮応力が 5N/mm^2 以上となる範囲では、各試験体とも概ね等しく、応力分布の勾配も同様である。

圧縮応力が最大となる位置は、いずれの試験体においても上側ずれ止めの位置 ($x=244\text{mm}$) の直下である。圧縮応力は、水平荷重 $H=0\text{ kN}$ 時 (軸圧縮荷重作用時、水平荷重作用前) では Case BA2 において約 9 N/mm^2 、Case BA3 において約 18 N/mm^2 であり、水平荷重 $H=100\text{ kN}$ 時では、それぞれ約 10 N/mm^2 (Case BA1)、約 16 N/mm^2 (Case BA2)、約 24 N/mm^2 (Case BA3) である。

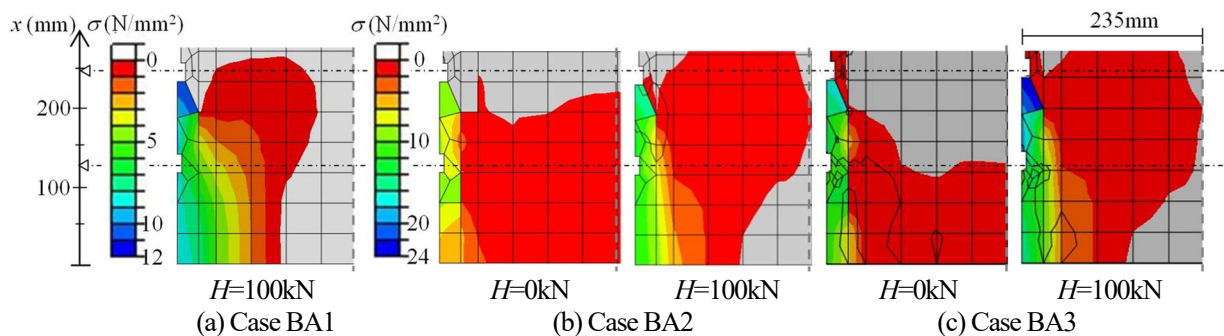


図 4.23 圧縮領域の充填コンクリートにおける軸応力分布

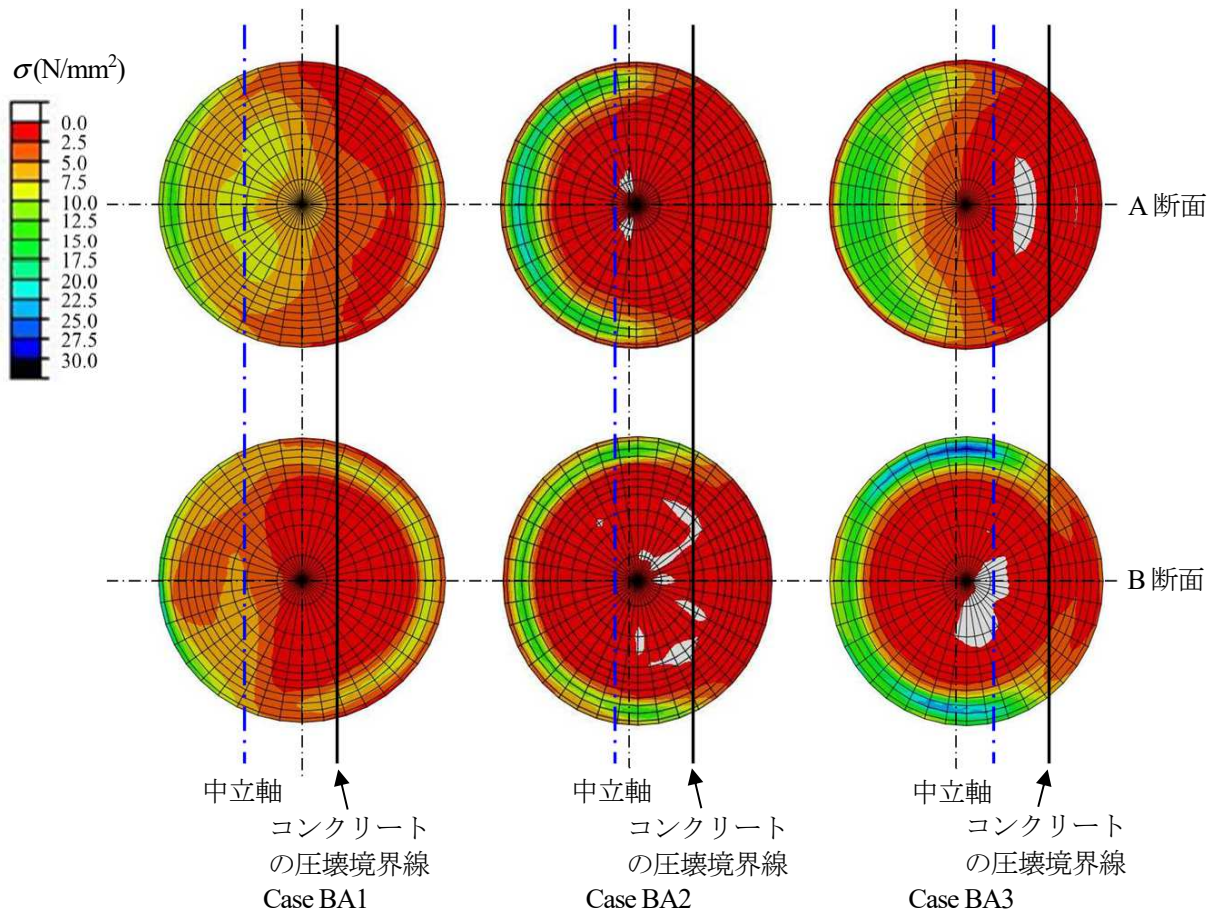


図 4.24 A断面およびB断面における充填コンクリートの軸応力分布 ($2\delta_t$ 時)

3) 解析結果のまとめ

解析結果から、以下の知見が得られた。

- ①鉛直荷重のみを付加すると、ずれ止め近傍の鋼管には局所的な板曲げが発生する。このとき、ずれ止めにより鋼管からコンクリートへ伝達される荷重は、作用させた鉛直荷重の約 25% である。
- ②ずれ止めを介して鋼管からコンクリートに伝達される圧縮応力は、鉛直荷重のみを作用させた場合には、ずれ止めの直下に伝達される。また、水平荷重を作用させた後は、応力勾配を持ちながら固定端に近いほど断面の中央に伝達される。

(2) ずれ止めのないモデルでの数値解析

鋼管から充填コンクリートへの応力伝達を比較するため、ずれ止めのないモデルでの数値解析を実施した。載荷点変位が 40 mm となったときの解析結果を図 4.25 に示す。作用水平荷重は、Case BA1 では約 560 kN、Case BA2 では約 470 kN、Case BA3 では約 300 kN である。

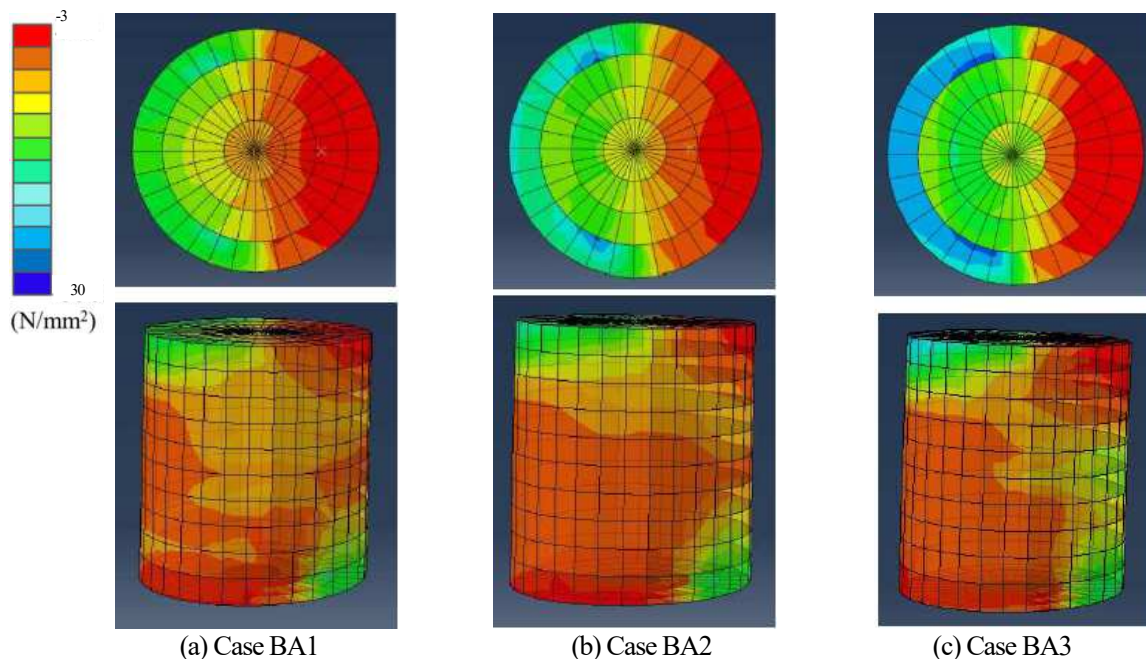


図 4.25 ずれ止めがない場合の充填コンクリート部の軸応力分布（载荷点変位 40mm 時）

解析結果から、圧縮応力は充填コンクリートの上端部の引張り縁と下端部の圧縮縁に集中していることがわかるが、充填コンクリート下端部における圧縮応力の発生範囲は鉛直荷重が大きいほど大きくなる傾向にある。また、その値は最大で $10\sim 13\text{N/mm}^2$ 程度であり、水平荷重の大きさに対して、それほど大きな値とはなっていない。

また、圧縮応力の集中している範囲が充填コンクリートの上端部引張り縁と下端部圧縮縁であることから、この圧縮応力の大部分は鋼管の曲げ変形によるものと判断される。したがって、鋼管から充填コンクリートへ伝達される圧縮応力は殆どなく、充填コンクリートは鋼管の形状保持の役割しか担っていないものと推察される。

(3) 鋼管から充填コンクリートへの応力伝達

ずれ止めがある場合およびずれ止めがない場合の両モデルでの数値解析結果の比較から、ずれ止めは鋼管から充填コンクリートへの応力伝達に大きく寄与することがわかる。

鉛直荷重のみが作用するときのように、ずれ止めと充填コンクリートとの相対変形が小さい場合には、ずれ止めを介して鋼管から充填コンクリートへの圧縮応力の伝達はそれ程大きくない。

水平荷重が作用した後は、ずれ止めと充填コンクリートとの相対変形が大きくなるにつれ、充填コンクリートへ伝達される圧縮応力も徐々に大きくなり、やがてずれ止め部近傍のコンクリートが圧壊（支圧破壊）して終局状態となる。

圧縮・曲げ実験では比較的小さな荷重段階（制御変位量 $\pm \delta$ 時）から局部座屈（僅かな膨らみ）が確認されたが、充填コンクリートの圧壊が始まると鋼管の局部座屈も進行するため、曲げ耐力は急激に低下する。

4.4 ずれ止め付きコンクリート充填鋼管部材の終局耐力と塑性変形能力評価

(1) 終局曲げ耐力評価

ずれ止め付きコンクリート充填鋼管部材の圧縮・曲げ実験と引張・曲げ実験の結果をもとに、鋼管から管内充填コンクリートへの応力機構、軸力比、破壊形態等に注目し、終局曲げ耐力の算定方法を提案する。

1) 実験結果から得られた知見

ずれ止め付きコンクリート充填鋼管部材の圧縮・曲げ実験および引張・曲げ実験から得られた主な知見は、以下の通りである。

- ①鋼管から管内コンクリートへの応力伝達は、圧縮荷重作用下では概ね上側ずれ止めにより、それ以外の場合では概ね下側ずれ止めにより行われる（写真 4.9，写真 4.14 参照）。
- ②管内充填コンクリートの圧壊は鋼管の局部座屈発生位置直上のずれ止め部とコンクリートの接触面（支圧面）で発生するが、接触面より内側のコンクリートには圧壊は生じていない（写真 4.9，写真 4.14 参照）。
- ③圧縮荷重が作用する場合には、圧縮領域の鋼管に局部座屈が発生して終局状態に至っている。
- ④圧縮荷重が作用しない場合および引張荷重が作用する場合には、圧縮領域では鋼管に局部座屈が発生するものの、引張領域の鋼管が破断して終局状態に至っている。
- ⑤圧縮荷重が作用しない場合の曲げ耐力が最も大きく、軸力比 $s\eta$ が大きくなるにつれて曲げ耐力は小さくなる。
- ⑥CFT 部材と仮定した曲げ耐力と実験値を比較すると、軸力比 $s\eta$ が小さい領域では実験値が大きく、軸力比 $s\eta$ が大きくなるにつれて実験値が小さくなる傾向にある。

2) 終局耐力評価式の構築における仮定

実験での知見を踏まえ、ずれ止め付きコンクリート充填鋼管部材における終局耐力評価式は、以下の仮定にもとづくものとする。

- ①ずれ止めから管内充填コンクリートへの応力伝達は、ずれ止め部の支圧によるものとする（図 4.26 参照）。
- ②鋼管から管内充填コンクリートへの応力伝達には、ずれ止め 1 段しか寄与しないものとする。ただし、ずれ止め部コンクリートの支圧強度は、既往の実験結果^{4.6), 4.7)}をもとにずれ止めの全支圧面積から求める。
- ③圧縮領域の鋼管の最大応力度は、局部座屈を考慮した降伏応力度とする。
- ④引張領域の鋼管の最大応力度は、引張強さ（破断強度）とする。

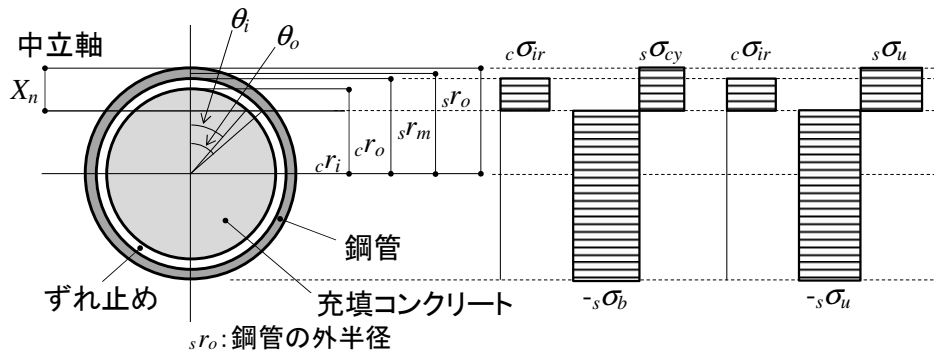


図 4.26 終局限界状態における応力分布の仮定 (模式図)

3) 終局耐力評価式

圧縮・曲げ実験および引張・曲げ実験から、ずれ止め付きコンクリート充填鋼管部材の終局状態として、圧縮領域では鋼管の局部座屈および管内充填コンクリートのずれ止め部における支圧破壊、引張領域では鋼管の破断であると考えられる。したがって、ずれ止め付きコンクリート充填鋼管部材における終局軸耐力および終局曲げ耐力は、部材断面が全塑性状態にあるものと仮定し、鋼管の部材耐力とずれ止め部における管内充填コンクリートの支圧耐力との和として、(4.1)式、(4.2)式により算定する (図 4.20 参照)。ただし、終局状態における鋼管の応力度は、局部座屈を考慮した降伏応力度および引張強さを部材断面の圧縮領域と引張領域により加重平均した終局限界応力度とし、ずれ止め部における管内充填コンクリートの支圧強度については、既往の実験結果^{46), 47)}をもとに設定する。

$$N_u = {}_s N_u + {}_c N_u \quad (4.1)$$

$$M_u = {}_s M_u + {}_c M_u \quad (4.2)$$

ここで、

$$\begin{aligned} N_u &: \text{ずれ止め付きコンクリート充填鋼管部材の終局軸耐力 (kN)} \\ M_u &: \text{ずれ止め付きコンクリート充填鋼管部材の終局曲げ耐力 (kN}\cdot\text{m)} \\ {}_s N_u &: \text{鋼管部の終局軸耐力 (kN)} \\ {}_s N_u &= 2 \cdot {}_s r_m \cdot t (2\theta_o - \pi) \cdot {}_s \sigma_u \end{aligned} \quad (4.3)$$

$$\begin{aligned} {}_c N_u &: \text{コンクリート部の終局軸耐力 (kN)} \\ {}_c N_u &= \frac{1}{2} c \sigma_{ir} \{ c r_o^2 (2\theta_o - \sin 2\theta_o) - c r_i^2 (2\theta_i - \sin 2\theta_i) \} \end{aligned} \quad (4.4)$$

$$\begin{aligned} {}_s M_u &: \text{鋼管部の終局曲げ耐力 (kN}\cdot\text{m)} \\ {}_s M_u &= 4 \cdot {}_s r_m^2 \cdot t \cdot \sin \theta_o \cdot {}_s \sigma_u \end{aligned} \quad (4.5)$$

$$\begin{aligned} {}_c M_u &: \text{コンクリート部の終局曲げ耐力 (kN}\cdot\text{m)} \\ {}_c M_u &= \frac{2}{3} c \sigma_{ir} (c r_o^3 \cdot \sin 3\theta_o - c r_i^3 \cdot \sin 3\theta_i) \end{aligned} \quad (4.6)$$

${}_s r_m$: 鋼管の中心半径 (m)
 ${}_s \sigma_u$: 鋼管断面内の圧縮領域と引張領域を考慮して、加重平均した鋼管の終局限界応力度 (kN/m²)

$${}_s \sigma_u = \frac{(\pi - \theta_o) \cdot {}_s \sigma_b + \theta_o \cdot {}_s \sigma_{cy}}{\pi} \quad (4.7)$$

${}_s \sigma_b$: 鋼管の引張強さ (kN/m²)
 ${}_s \sigma_{cy}$: 局部座屈を考慮した鋼管の降伏応力度 (kN/m²)

$${}_s \sigma_{cy} = \left(0.8 + 2.5 \frac{t}{D/2} \right) \cdot {}_s \sigma_y \quad (4.8)$$

$s\sigma_y$: 鋼管の降伏応力度 (kN/m²)
 $c\sigma_{ir}$: ずれ止め部コンクリートの支圧強度 (kN/m²)
 $c\sigma_{ir} = \alpha \sqrt{A_p / (zn \cdot A_{ir})} \cdot c\sigma_{cb}$ (4.9)

α : 既往の実験結果より推定した強度上昇率
 $\alpha = 5.05 - 0.053 \frac{D}{t} \geq 1.0$ (4.10)

A_p : 鋼管の閉塞面積 (m²) (図 4.27 参照)
 $A_p = \pi \cdot cRr_o^2$ (4.11)

zn : ずれ止めの段数
 A_{ir} : 鋼管内面のずれ止め部支圧面積 (m²) (図 4.27 参照)
 $A_{ir} = \pi (cr_o^2 - cr_i^2)$ (4.12)

D : 鋼管の外径 (m)
 t : 鋼管の板厚 (m)
 $c\sigma_{cb}$: コンクリートの支圧強度における非線形性を考慮した圧縮強度 (kN/m²)
 $c\sigma_{cb} = 1.8F_c^{(0.8 - F_c/2000)}$ (4.13)

F_c : コンクリートの設計基準強度 (kN/m²)
 cr_o : ずれ止め部コンクリートの外半径 (m) (図 4.26 参照)
 cr_i : ずれ止め部コンクリートの内半径 (m) (図 4.26 参照)
 θ_o : 中立軸とずれ止め部コンクリート外半径とのなす角度 (rad)
 θ_i : 中立軸とずれ止め部コンクリート内半径とのなす角度 (rad)

である。

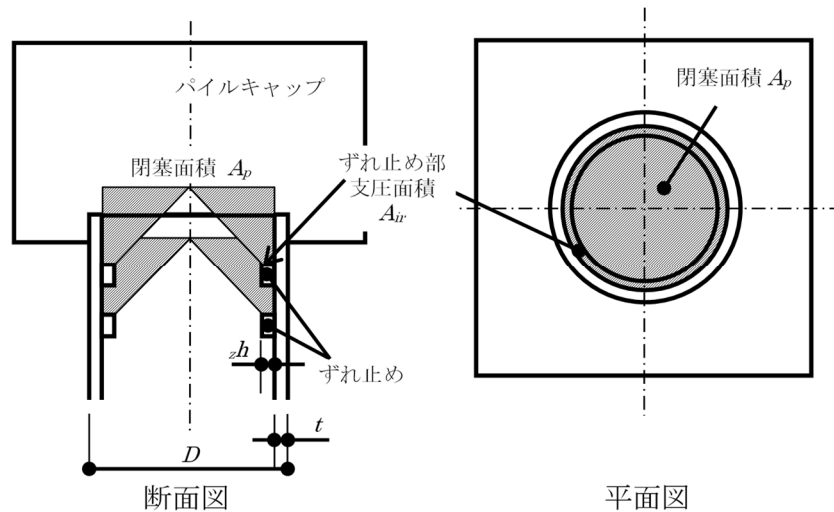


図 4.27 ずれ止め部コンクリートの支圧強度概念図

4) 終局耐力評価式の妥当性の検証

図 4.28 は、実験に使用した鋼管と管内充填コンクリートの物性値を用いて (4.1) 式, (4.2) 式により算定した M-N 相関強度曲線を、終局曲げ耐力および終局軸耐力の最大値で無次元化し、圧縮軸力時を正、引張軸力時を負として実験値と比較したものである。終局耐力評価式は、概ね実験値と一致していることがわかる。

①全引張状態

終局状態では、管内充填コンクリートには引張力によるクラック発生が想定されるため、管内充填コンクリートは荷重を負担できない⁴⁸⁾。一方、鋼管については引張降伏後も引張強さに

達するまでは、応力が上昇することから、終局耐力評価式と実験値は概ね一致する結果になったものと考えられる。

②全圧縮状態

中空鋼管では、圧縮降伏後も局部座屈が発生するまでは応力上昇するが、座屈発生後には急激に応力は低下する。しかし、管内にはコンクリートが充填されているため、ずれ止め部コンクリートが支圧破壊するまでは鋼管の応力低下は管内充填コンクリートの形状保持効果により緩和される⁴⁹⁾。終局耐力式では、局部座屈による鋼管の降伏効力度の低下を終局限界応力度により考慮しているが、全圧縮状態では鋼管の終局限界応力度は鋼管の座屈応力度に等しくなるため、終局耐力式と実験値は概ね一致する結果になったものと考えられる。

③引張・曲げ状態、圧縮・曲げ状態

全圧縮状態と全引張状態を組み合わせた応力状態であり、引張領域では鋼管は引張強さ、圧縮領域では鋼管は局部座屈応力、ずれ止め部の管内充填コンクリートは支圧強度に達した状態である。終局耐力評価式では、簡易化のために鋼管断面内の圧縮領域と引張領域を加重平均した鋼管の終局限界応力度を用いて終局耐力を算定しているため、終局耐力評価式は実験値を若干下回るものの、誤差14%以内であり、傾向を的確にとらえている。

以上より、終局耐力評価式の有用性が示されたものと考えられる。

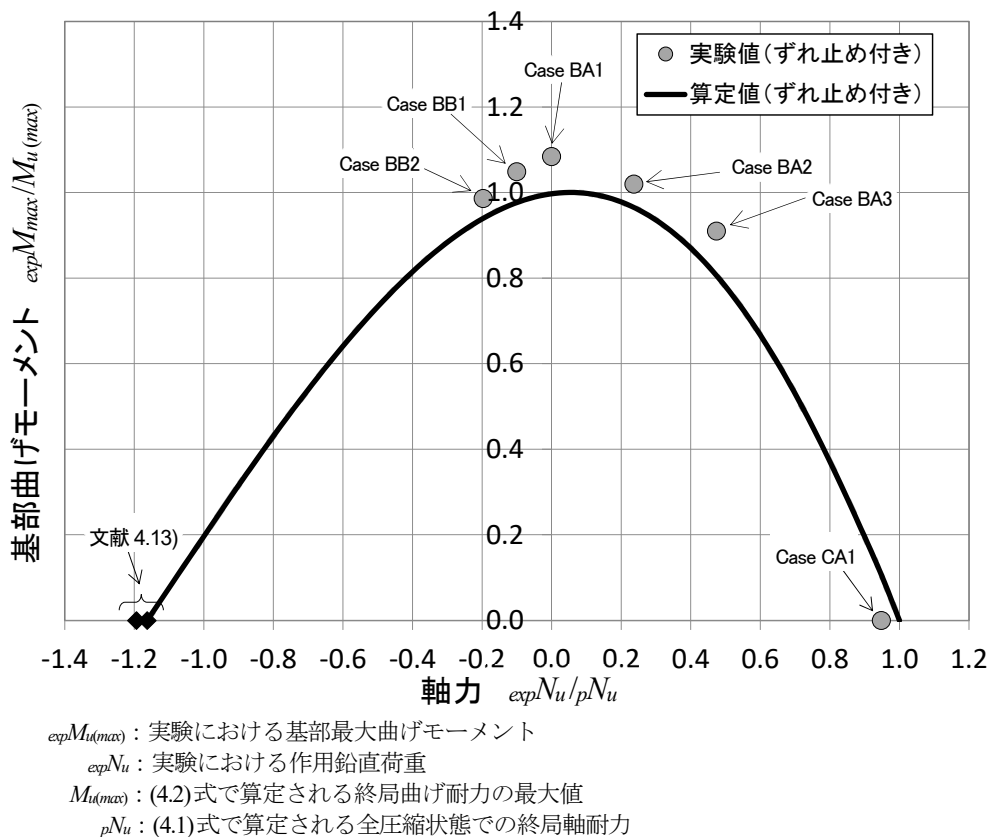


図 4.28 終局耐力の実験値と算定値の比較

(2) 塑性変形能力評価

ずれ止め付きコンクリート充填鋼管部材の圧縮・曲げ実験および引張・曲げ実験結果と既往の実験結果（ずれ止めなし）をもとに、軸力比，基準化径厚比，管内充填コンクリートの充填長比に着目し、変形性能の算定方法を検討する。

1) 既往の圧縮・曲げ実験結果（ずれ止めなし）

CFT 部材の耐力と変形性能に関する圧縮・曲げ実験は、径厚比や軸力比などを変数として数多く報告されている^{4.5),4.8)~4.11)}。しかし、鋼管杭として一般的に使用される外径 400mm 以上の鋼管やスパイラル鋼管を用いた実験は少なく、鋼管杭の実用径に近い外径 400mm 以上の鋼管を用いた実験およびスパイラル鋼管を用いた実験データは、文献 4.5), 4.9)~4.11) に示される 14 データである。表 4.12 に既往の圧縮・曲げ実験における試験体仕様と結果を示す。ただし、実験データ中の限界変形角は、作用曲げモーメントが最大値に達した後 95%まで低下した時点の変形角である。

表 4.12 既往の圧縮・曲げ実験における試験体仕様と結果

文献番号	試験体名	鋼管杭仕様				充填コンクリート		軸力 (kN)	軸力比	M_{max} (kN・m)	限界変形角 (rad)	$\frac{M_{max}}{cftM_u}$
		外径 D (mm)	板厚 t (mm)	材質	降伏点 (N/mm ²)	充填長	圧縮強度 (N/mm ²)					
4.5	A7-C	400.0	7.0	SKK490	409.0	3.375D	19.6	408.0	0.115	565.1	0.0291	1.083
	A9-C	400.0	9.0	SKK490	470.0	3.375D	18.6	522.0	0.100	844.0	0.0378	1.161
4.9	2	600.0	9.07	SKK400	309.2	1D	25.4	1176.8	0.226	970.5	0.0172	0.745
	3	600.0	6.01	SKK400	286.2	1D	28.1	784.5	0.244	580.2	0.0115	0.655
	4	600.0	9.07	SKK400	309.2	0.5D	23.8	1176.8	0.226	959.1	0.0143	0.742
4.10	No.1-1	450.9	4.37	SS400	302.7	0.543D	12.6	278.3	0.150	264.1	0.0106	0.794
	No.1-2	451.0	4.41	SS400	303.5	1.164D	12.6	281.7	0.150	296.3	0.0120	0.881
	No.1-3	451.2	4.41	SS400	303.5	1.900D	12.6	281.8	0.150	320.7	0.0134	0.953
	No.2-1	501.3	5.76	SS400	287.3	0.314D	22.5	386.5	0.150	426.9	0.0096	0.789
	No.2-2	501.3	5.76	SS400	287.3	0.593D	22.5	386.5	0.150	458.5	0.0052	0.847
	No.2-3	501.3	5.76	SS400	287.3	0.977D	22.5	386.5	0.150	460.3	0.0154	0.850
4.11	No.2-4	501.3	5.76	SS400	287.3	1.710D	22.5	386.5	0.150	516.2	0.0176	0.954
	F1S	400.0	9.1	不明	295.2	2.725D	30.1	675.7	0.205	639.6	0.0347	1.217
	F3S	400.0	9.1	不明	295.2	2.725D	29.7	1931.9	0.586	483.5	0.0210	0.884

図 4.29 はコンクリート充填長比と表 4.12 に示した $M_{max}/cftM_u$ ($cftM_u$: CFT 部材と仮定した終局曲げ耐力) の関係を示したものである。各試験体における管内充填コンクリートの充填長は 0.3D~3.4D (D : 鋼管径) であるが、充填長が 2.5D 以上であれば、CFT 部材の終局曲げ耐力以上となることがわかる。

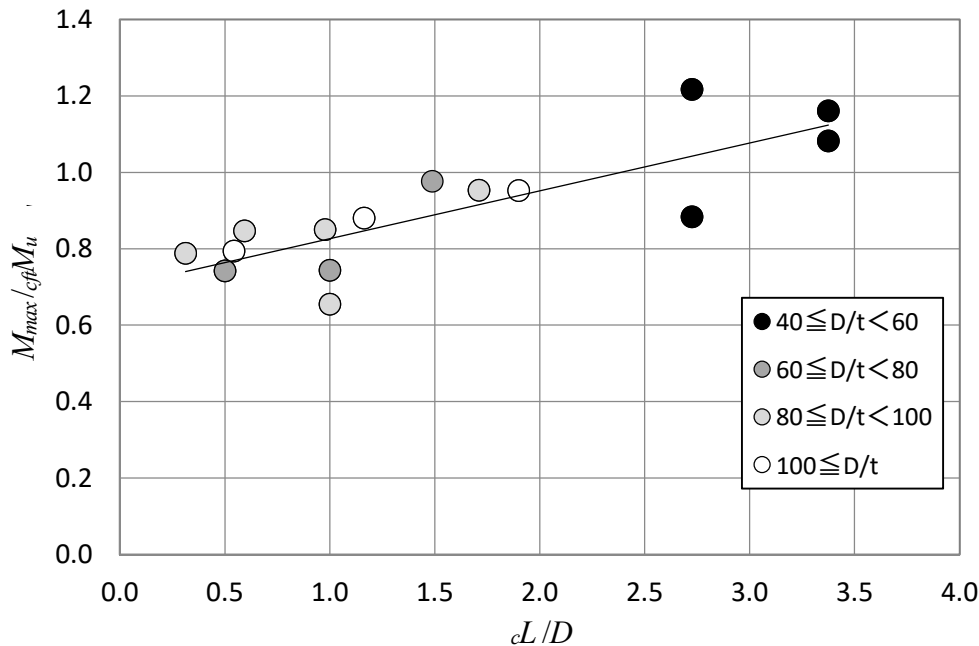


図 4.29 コンクリート充填長比 (L_c/D) と $M_{max}/c_{ft}M_u$ の関係 (既往の実験)

2) コンクリート充填長比

ずれ止め付きコンクリート充填鋼管部材では、コンクリート充填長が管径分であるにもかかわらず、鋼管の全塑性曲げモーメント以上の曲げ耐力が実験にて確認された (表 4.6, 表 4.10 参照)。また、圧縮・曲げ実験および引張・曲げ実験では、局部座屈発生位置より直上のずれ止め部下側のコンクリートが圧壊していたことから (写真 4.9, 写真 4.14)、ずれ止め付きコンクリート充填鋼管部材の終局曲げ耐力や変形性能は、コンクリート充填長には大きく依存しないものと考えられる。ここでは、ずれ止めの効果を見かけ上のコンクリート充填長比として設定することで、ずれ止めのないコンクリート充填鋼管の実験データと同等として取り扱い、これをもとに変形性能の算定方法の導出を試みた。

文献 4.2) を参考に、鋼管と管内充填コンクリートの付着強度を $500\text{kN/m}^2 (=0.5\text{N/mm}^2)$ として、(4.14) 式からずれ止め付きコンクリート充填鋼管部材の圧縮・曲げ実験および引張・曲げ実験における管内充填コンクリートの換算充填長比を求めると、 $L_c/D=8.35\sim 9.48$ となる。

$$L_c/D = \frac{c\sigma_{tr} \cdot n \cdot A_{tr}}{c\tau \cdot \pi \cdot D_i \cdot D} \quad (4.14)$$

ここで、

L_c/D : 管内充填コンクリートの換算充填長比

$c\tau$: 鋼管と管内充填コンクリートの付着強度 (kN/m^2)

D_i : 鋼管の内径 (m)

である。

3) 部材断面の有効領域

図 4.30 は、ずれ止め付きコンクリート充填鋼管部材の終局状態における耐力低下の要因を概念として示したものである。図中の縦軸は軸力と曲げモーメントが同時に作用するときの断面内の中立軸の位置を示している。耐力低下の要因としては、断面の圧縮領域では鋼管の局部座屈やずれ

止めおよびその近傍の局所変形、管内充填コンクリートのずれ止め部での圧壊等が、引張領域では鋼管の破断や管内充填コンクリートのひび割れ・付着切れ等が上げられる。

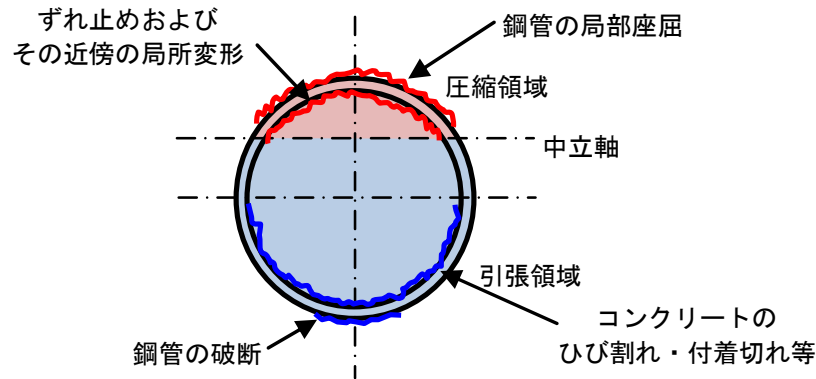


図 4.30 耐力低下の主な要因（概念図）

4.1 節の圧縮・曲げ実験および 4.2 節の引張・曲げ実験では、各試験体ともに最大耐力に達する前に圧縮領域縁端の鋼管に局部座屈が発生する。最大耐力に達した後は、圧縮領域では縁端から中立軸に向かって鋼管の局部座屈が進展し、引張領域では鋼管の縁端に亀裂（破断）が発生、縁端から中立軸に向かって亀裂（破断）が進展した。実験中における破壊の進展状況および実験後の鋼管と管内コンクリートの破壊状況から、最大耐力に達した後は、部材断面の最外縁部から破壊が進展していくものと推察される。

実験後の試験体における鋼管の局部座屈領域とコンクリートの圧壊領域および鋼管の破断領域が、圧縮領域・引張領域の概ね 1/3 程度であったことから（写真 4.9, 写真 4.13, 写真 4.14 参照）、最大耐力に達した後の部材断面の破壊領域は、ずれ止め部より外側の領域（鋼管断面とずれ止め部のコンクリート断面）として、圧縮領域・引張領域ともに面積比にて 1/3 の領域と仮定する。

また、ずれ止め付きコンクリート充填鋼管部材の塑性変形性能に大きく影響を及ぼす要因は、主に圧縮領域のずれ止め部近傍のコンクリート健全性（圧壊していない領域の残存度合い）、引張領域の鋼管断面の健全性（破断していない領域の残存度合い）であると推察される。言い換えれば、塑性変形性能における終局状態は、ずれ止め部コンクリートの圧壊または鋼管の破断と考えることができるが、実験ではコンクリートが圧壊（鋼管が局部座屈）した後も曲げ耐力は急激に低下しなかった。このことから、塑性変形性能における終局状態は鋼管の破断によるものと考え、引張領域において破壊領域を除いた領域（引張領域の 2/3）が塑性変形性能を保持するために有効に機能する断面（有効領域）と仮定する。この有効領域を用いて、全断面に対する引張領域の比率を引張領域比、引張領域比と有効比の積を有効領域比 ξ とすると、 $\xi \cdot L_c / D$ は表 4.13 に示す通りとなる。

表 4.13 実験における管内充填コンクリート換算充填長比と $\xi \cdot cL/D$

ケース名	一軸圧縮強度 (N/mm ²)	換算 充填長比 cL/D	引張領域			$\xi \cdot cL/D$
			引張 領域比	有効比	有効領域比 ξ	
Case BA1	26.1	8.69	0.635	2/3	0.424	3.68
Case BA2	25.1	8.35	0.527		0.351	2.93
Case BA3	25.8	8.59	0.418		0.279	2.39
Case BB1	27.3	9.08	0.692		0.461	4.19
Case BB2	28.5	9.48	0.737		0.491	4.66

4) 塑性変形能力

本章におけるずれ止め付きコンクリート充填鋼管の圧縮・曲げ実験および引張・曲げ実験の結果と既往の実験結果（ずれ止めなし）から、塑性変形能力の算定方法を提案する。算定方法の提案にあたっては、鋼管の塑性変形能力が軸力比および基準化径厚比に大きく依存すること、CFT 部材の塑性変形能力が充填コンクリートの充填長に依存することから、コンクリート充填鋼管の終局軸耐力に対する作用鉛直力の比率（軸力比 $p\eta$ ）、鋼管の基準化径厚比、コンクリート充填長比に着目し、これらをパラメータとして定式化を試みた。

軸力比の影響については、コンクリート充填鋼管の終局軸耐力に対する作用鉛直力の比率（軸力比 $p\eta$ ）をもとに、終局軸耐力に対する軸力余裕度（ $=1-p\eta$ ）として考慮した。鋼管の基準化径厚比の影響については、円形鋼管部材の圧縮・曲げ実験結果より得られた塑性変形能力に対して、基準化径厚比を用いた評価が為されていることから、文献 4.11) の基準化径厚比を用いることとした。

終局軸耐力に対する軸力余裕度/基準化径厚比・コンクリート充填長比と ER_{Mmax} の関係を図 4.31 に、 ER_{95} の関係を図 4.32 に示す。

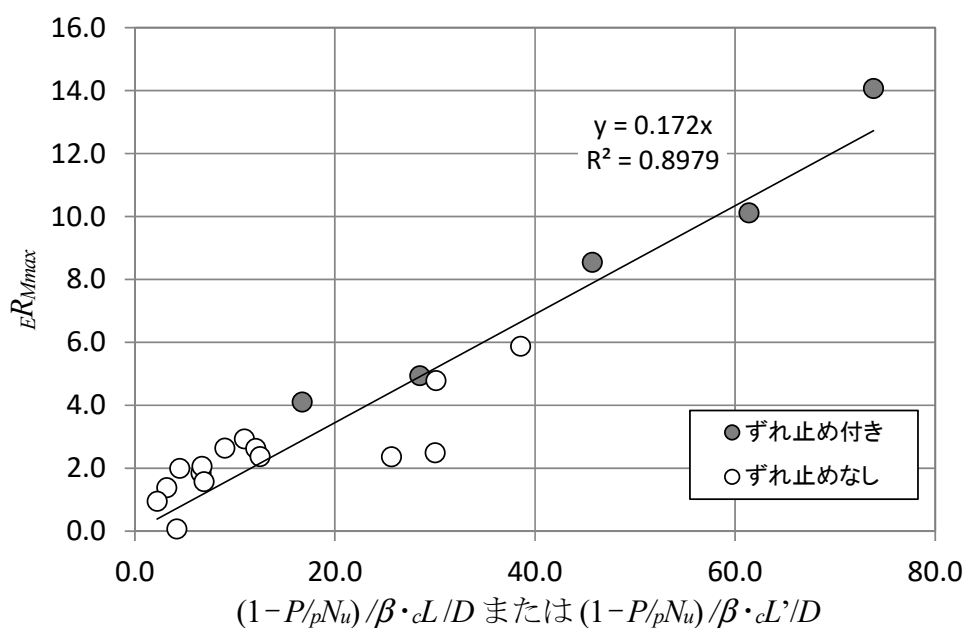


図 4.31 軸力余裕度/基準化径厚比・管内充填コンクリートの充填長比と ER_{Mmax} の関係

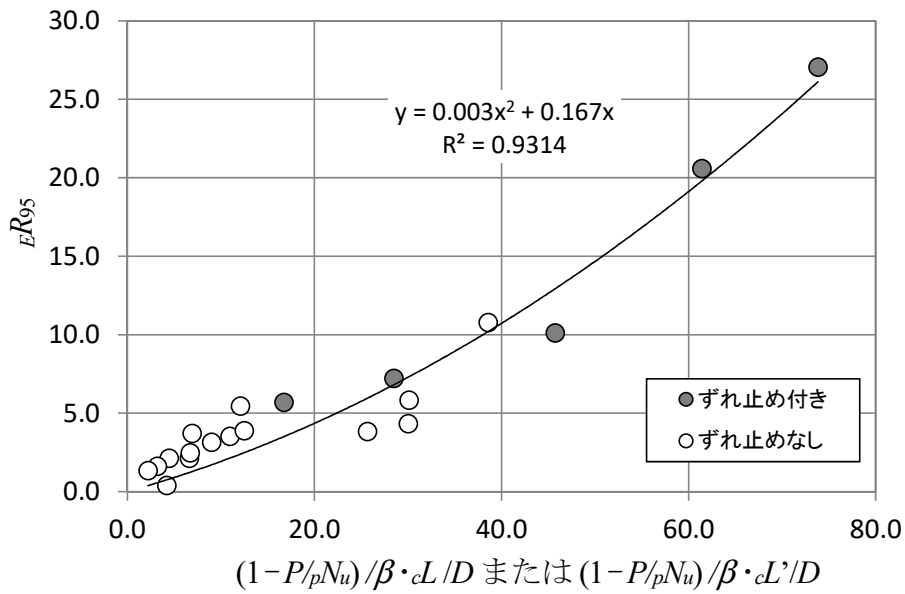


図 4.32 軸力余裕度/基準化径厚比・管内充填コンクリートの充填長比と ER_{95} の関係

ER_{Mmax} は (4.15) 式に示すように実験における最大曲げモーメント時の変形角 $E\theta_{Mmax}$ と試験体各部を弾性体と仮定して求めた終局曲げ耐力時の変形角 θ_{Mu} の比から、 ER_{95} は (4.16) 式に示すように実験における限界変形角 $E\theta_{95}$ (最大耐力後の $0.95M_{max}$ に対応する変形角) と θ_{Mu} の比から、塑性変形性能として求めた。

図 4.33 は Case BA1 の試験結果をもとに、文献 4.18)~4.21) の方法で単調载荷に変換した骨格曲線として試験体基部における曲げモーメントと回転角の関係に、各回転角 (θ_{Mu} , $E\theta_{Mmax}$, $E\theta_{95}$) を模式的に示したものである。

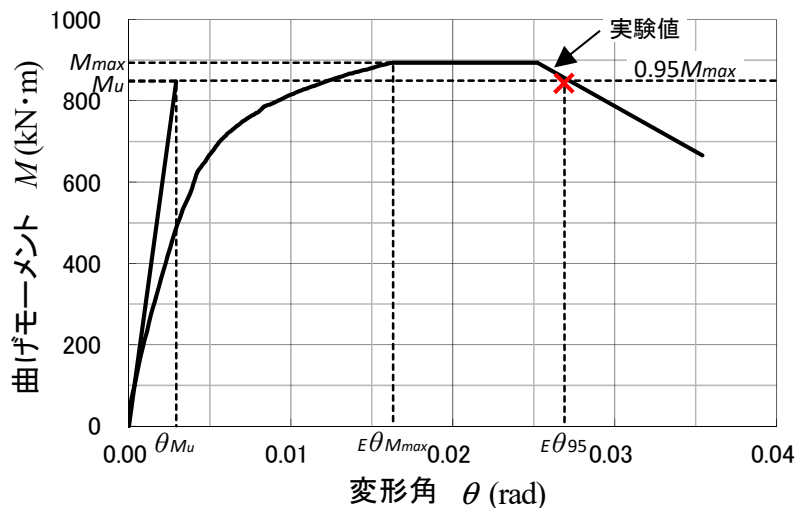


図 4.33 骨格曲線 Case BA1 (正方向加力時)

終局曲げ耐力時の変形角 θ_{Mu} については、軸力による $P-\Delta$ 効果を考慮するとともに、試験体各部位の曲げ剛性をもとに (4.18) 式から等価曲げ剛性に換算して算定する。また、軸力比 $p\eta$ を算出す

る際に用いるコンクリート充填鋼管が圧縮力のみを受けるときの終局軸耐力 pN_u については、ずれ止め付きの場合には $\theta = \theta_0 = \pi/2$ として、(4.2)式より導出した(4.19a)式、ずれ止めなしの場合には CFT 部材における終局軸圧縮耐力^{4.2)}として(4.19b)式により算定した。

$$eR_{Mmax} = E\theta_{Mmax} / \theta_{Mu} - 1 \quad (4.15)$$

$$eR_{95} = E\theta_{95} / \theta_{Mu} - 1 \quad (4.16)$$

$$\left. \begin{aligned} \theta_{Mu} &= \frac{M_u \{1 - \alpha_{pt} \cdot L / \tan(\alpha_{pt} \cdot L)\}}{N \cdot L} \quad (N > 0) \\ \theta_{Mu} &= \frac{M_u \cdot L}{3EI_{eq}} \quad (N = 0) \\ \theta_{Mu} &= \frac{M_u \{1 - \alpha_{pt} \cdot L / \tanh(\alpha_{pt} \cdot L)\}}{N \cdot L} \quad (N < 0) \end{aligned} \right\} \quad (4.17)$$

$$\alpha_{pt} = (|N| / EI_{eq})^{0.5} \quad (4.18)$$

$$pN_u = 2 \cdot s \cdot r_m \cdot t \cdot \pi \cdot s \sigma_{cy} + (c r_o^2 - c r_i^2) \pi \cdot c \sigma_u \quad (\text{ずれ止め付き}) \quad (4.19a)$$

$$pN_u = 2 \cdot s \cdot r_m \cdot t \cdot \pi \cdot s \sigma_{cy} + c r^2 \cdot \pi \cdot c \sigma_u \quad (\text{ずれ止めなし}) \quad (4.19b)$$

ここで、

θ_{Mu} : 部材を弾性体と仮定したときの終局曲げ耐力時の変形角 (rad)

M_u : コンクリート充填鋼管部材の終局曲げ耐力 (kN・m) で、(4.2)式による

L : 部材長さ (載荷点距離) (m)

N : 作用鉛直力 (kN)

EI_{eq} : 部材 (試験体) の等価曲げ剛性 (kN・m²) で、(4.20)式をもとに算定する (図 4.34 参照)

$$\frac{L^3}{EI_{eq}} = \frac{L^3 - (l_2 + l_3)^3}{E_1 I_1} + \frac{(l_2 + l_3)^3 - l_3^3}{E_2 I_2} + \frac{l_3^3}{E_3 I_3} \quad (4.20)$$

$c \sigma_u$: 管内充填コンクリートの圧縮強度 (kN/m²)

$c r$: 管内充填コンクリートの半径 (m)

である。

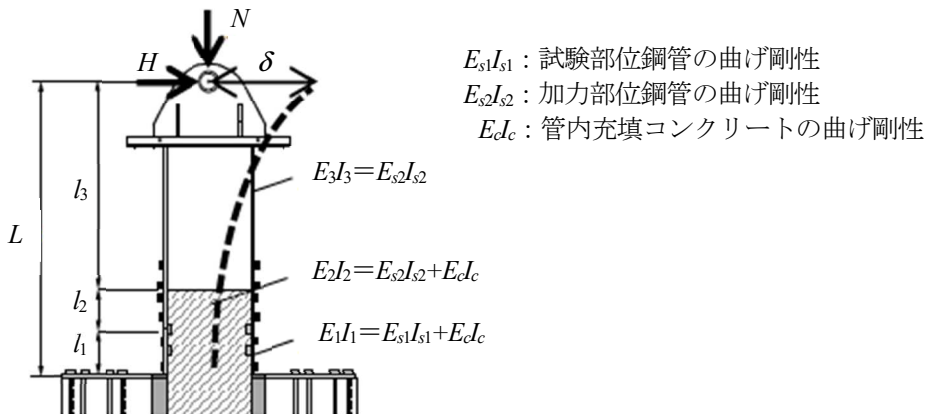


図 4.34 等価曲げ剛性の算定に用いる記号

図 4.31 に示すように、終局軸耐力に対する軸力余裕度/基準化径厚比・コンクリート充填長比と実験より得られた最大曲げ耐力時における塑性変形能力 eR_{Mmax} には明確な相関が認められる。ここで、作用軸力が終局軸圧縮耐力に等しくなった場合には塑性変形能力は 0 であることから、この相関を原点を通る簡便な式で回帰すると、(4.21)式が得られる。また、最大曲げ耐力時における塑性

変形能力の算定と同様に、限界変形角時における塑性変形能力 R_{95} にも明確な相関が認められる (図 4.32 参照)。同様に、原点を通る簡便な式で回帰すると (4.22) 式が得られる。(4.22) 式が 2 次関数になっているのは、最大曲げ耐力時における塑性変形能力 $R_{M_{max}}$ の場合に比較して、横軸 (終局軸耐力に対する軸力余裕度/基準化径厚比・コンクリート充填長比) の増加に伴う縦軸 (塑性変形能力) の増加がより顕著であることによるが、具体的には鋼管の塑性変形能力が軸力に影響を受けやすい (局部座屈が発生すると塑性変形能力が極端に小さくなる) ことによる。

以上から、(4.21) 式を最大曲げ耐力時の塑性変形能力 $R_{M_{max}}$ の算定式、(4.22) 式を限界変形角時における塑性変形能力 R_{95} の算定式とする。

$$R_{M_{max}} = 0.172 \frac{1 - N/pN_u}{\beta} \cdot \frac{\xi \cdot L_c}{D} \quad (4.21)$$

$$R_{95} = 0.003 \left(\frac{1 - N/pN_u}{\beta} \cdot \frac{\xi \cdot L_c}{D} \right)^2 + 0.167 \frac{1 - N/pN_u}{\beta} \cdot \frac{\xi \cdot L_c}{D} \quad (4.22)$$

ここで、

pN_u : ずれ止め付きコンクリート充填鋼管部材が圧縮力のみを受ける場合の終局軸耐力 (kN)

$$pN_u = 2 \cdot s \cdot r_m \cdot t \cdot \pi \cdot s \cdot \sigma_{cy} + (c r_o^2 - c r_i^2) \pi \cdot c \cdot \sigma_r \quad (4.23)$$

β : 基準化径厚比

$$\beta = \frac{D}{t} \cdot \frac{s \cdot \sigma_y}{E_s} \quad (4.24)$$

E_s : 鋼管の弾性係数 (kN/m²)

ξ : 鋼管コンクリート断面が全塑性状態にあるときの引張領域の有効領域比で、全断面に対する引張領域の比率の 2/3 とする

L_c : 管内充填コンクリートの換算充填長 (m)

$$L_c = \frac{n(c r_o^2 - c r_i^2) c \sigma_r}{c \tau \cdot D_i} \quad (4.25)$$

$c \tau$: 鋼管と管内充填コンクリートの付着強度 (kN/m²) で $c \tau = 500$ とする
である。

4) 最大曲げ耐力 (M_{max}) 時の変形角と限界変形角

最大曲げ耐力 (M_{max}) 時の変形角 $\theta_{M_{max}}$ は、最大曲げ耐力時における塑性変形能力 $R_{M_{max}}$ より (4.26) 式となる。また、限界変形角は、限界変形角時における塑性変形能力 R_{95} より (4.27) 式となる。

$$\theta_{M_{max}} = (R_{M_{max}} + 1) \theta_{Mu} \quad (4.26)$$

$$\theta_{95} = (R_{95} + 1) \theta_{Mu} \quad (4.27)$$

ここで、

$R_{M_{max}}$: 最大曲げ耐力時における塑性変形能力

R_{95} : 限界変形角時における塑性変形能力

θ_{Mu} : 部材を弾性体と仮定したときの終局曲げ耐力時の変形角 (rad)

である。

4.5 まとめ

本章では、ずれ止め付きコンクリート充填鋼管部材による実験結果および既往のコンクリート充填鋼管部材の実験結果から終局耐力・塑性変形能力の評価式を提案し、その妥当性を示した。圧縮・曲げ実験、引張・曲げ実験および数値解析から得られた知見を以下に記す。

- ①圧縮荷重作用下では、軸力比が大きくなるほど、終局曲げ耐力は低下する傾向にあり、最大荷重（終局曲げ耐力）に達した後の荷重低下もより顕著になる。引張荷重作用下でも、軸力比が大きくなるほど、終局曲げ耐力は低下する傾向にあるが、引張領域縁端の鋼管が破断するまでは最大荷重（終局曲げ耐力）に達した後の荷重低下は圧縮荷重作用下の場合ほど顕著でない。限界変形角は、軸力比が大きくなるにつれて低下する傾向にある。
- ②終局曲げ耐力と限界変形角は鋼管の局部座屈や管内充填コンクリートのずれ止め部における支圧破壊、または鋼管の破断により決定されることから、耐力や変形能力は軸力比や径厚比、管内充填コンクリートの強度等から算定できる。
- ③鋼管への作用荷重による圧縮応力は、鋼管内面に取り付けたずれ止め部の支圧により、概ね管内充填コンクリートに伝達される。ずれ止め付きコンクリート充填鋼管部材の終局耐力は、鋼管に局部座屈が発生する条件下において、鋼管の耐力とずれ止め部コンクリートの支圧耐力の和として評価できる。
- ④ずれ止め付きコンクリート充填鋼管部材の塑性変形能力は、鋼管に局部座屈が発生する条件下において、終局耐力の低下要因（鋼管の局部座屈・破断、ずれ止めおよびその近傍での局所変形、管内充填コンクリートのひび割れ・付着切れ・圧壊等）を踏まえて仮定した有効領域比とずれ止めの効果を考慮したコンクリートの換算充填長比をもとに、軸力余裕度／基準化径厚比・有効領域比・管内コンクリートの換算充填長比との相関から求めた(4.21)式および(4.22)式により評価できる。

参考文献

- 4.1) 鋼管杭・鋼矢板技術協会：鋼管杭・鋼管矢板の附属品の標準化，2018.5
- 4.2) 日本建築学会：コンクリート充填鋼管構造設計施工指針，2008.10
- 4.3) Dassault Systèmes：ABAQUS/Standard User's Manual version 6.14-2，2014.4
- 4.4) 谷川恭雄，畑中重光：応力下降域における各種コンクリートの応力度—ひずみ度曲線の表示式，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.107-108,1979.7
- 4.5) 秋山充良，内藤英樹，小野潔，山口恭平，鈴木基行：コンクリート充填スパイラル鋼管柱の正負交番載荷実験とその耐震性能評価法に関する基礎的研究，土木学会 構造工学論文集，Vol.55A，pp.662-669，2009.3
- 4.6) 廣瀬智治，柳悦孝，高野公寿，脇屋泰士，鈴木正明，増田敏聡，外山征：鋼管杭の杭頭結合構造に関する研究（その1）～（その4），日本建築学会大会学術講演梗概集，構造 I，pp.529-536，2006.7
- 4.7) 外山征，廣瀬智治，高野公寿，脇屋泰士，柳悦孝，増田敏聡，鈴木正明：鋼管杭の杭頭結合構造に関する研究（その5）～（その7），日本建築学会大会学術講演梗概集，構造 I，pp.547-552，2007.7
- 4.8) 井本晋太郎，蛭川利彦，窪寺弘顕：引張軸力を受けるコンクリート充填鋼管部材の力学的性状に関する実験的研究，日本建築学会九州支部研究報告 第 51 号，pp.741-pp.744，2012.3
- 4.9) 中山裕章，吉田映，柳本泰伴，嶋津晃臣，龍田昌毅，河野謙治：鋼管杭の水平耐力に関する実大曲げ圧縮試験，土木学会 年次学術講演会講演概要集第 3 部(B)，第 51 卷，pp.46-47，1996.8
- 4.10) 折野明宏，井浦雅司：部分的にコンクリートを充填した円形鋼製橋脚の挙動，土木学会 第 3 回鋼構造物の非線形数値解析と耐震設計への応用に関する論文集，pp.83-88，1999.11
- 4.11) 津田恵吾，松井千秋：一定軸力と変動水平力を受ける円形鋼管柱の弾塑性性状，日本建築学会構造系論文集，第 505 号，pp.131-138，1998.3
- 4.12) 宮尾俊明，中村信行，杉山武彦：裏あてリング付コンクリート充填鋼管柱の付着耐力評価，日本建築学会 技術報告集，第 4 号，pp.51-56，1997.3
- 4.13) 高木潤一，中村信行，宮尾俊明，猪砂利次，杉山武彦，難波隆行：鋼管内面にリング状の機械的すべり止めを有するコンクリート充填円形鋼管柱の付着耐力評価，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造 III，pp.1131-1132，1999.7
- 4.14) 増田敏聡，市川一臣，廣瀬智治，高野公寿，木村祥裕，佐藤睦月，的場萌子：コンクリート充填鋼管杭の終局曲げ耐力と変形性能の評価，その 1～4，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造 I，pp.499-506，2017.7
- 4.15) 市川和臣，佐藤睦月，廣瀬智治，増田敏聡，高野公寿，木村祥裕：軸圧縮を受ける鋼管杭頭部の局部座屈性状，その 1～3，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造 I，pp.773-778，2018.7
- 4.16) 柳悦孝，市川和臣，廣瀬智治，高野公寿，内藤彩乃，宮北啓伍，木村祥裕，齋藤智哉，的場萌子，佐藤睦月：一定引張軸力と繰返し水平力を受ける鋼管杭頭部の弾塑性座屈性状，その 1～3，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造 I，pp.521-526，2019.7
- 4.17) 廣瀬智治，佐藤睦月，古川幸，木村祥裕：ずれ止め付きコンクリート充填鋼管杭頭部の終局軸圧縮耐力，その 1～2，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造 I，pp.443-446，2019.7
- 4.18) 木村祥裕：局部座屈崩壊型 H 形鋼梁の塑性変形性能と累積塑性変形性能に及ぼす載荷履歴特性の影響 -片持ち梁形式の載荷実験データベースの構築-，日本建築学会構造系論文集，第 76 卷，第 664 号，pp.1143-1151，2011.6
- 4.19) Suzuki,A., Kimura,Y., and Kasai,K. : Rotation Capacity of I-Shaped Beams under Alternating Axial Forces Based

on Buckling-Mode Transitions, Journal of Structural Engineering, 146(6), 04020089, 2020.6

- 4.20) 鈴木敦詞, 木村祥裕, 笠井和彦: 交番繰り返し軸力作用下で連成座屈を生じる H 形鋼梁の塑性変形性能, 日本建築学会構造系論文集, 第 83 卷, 第 744 号, pp.297-307, 2018.2
- 4.21) 木村祥裕, 鈴木敦詞, 笠井和彦: 交番繰り返し軸力を受ける局部座屈崩壊型 H 形鋼梁の塑性変形性能, 日本建築学会構造系論文集, 第 81 卷, 第 730 号, pp.2133-2142, 2016.12
- 4.22) 廣瀬智治, 柳悦孝, 市川和臣, 高野公寿, 木村祥裕: 鋼管杭におけるコンクリート充填部の終局曲げ耐力と変形性能の評価, 日本建築学会構造系論文報告集, 第 87 卷, 第 798 号, pp.737-748, 2022.8 (掲載決定)

5章 ずれ止め付きコンクリート充填鋼管部材の 終局耐力・変形性能の算定式を用いた試設計

5章 ずれ止め付きコンクリート充填鋼管部材の終局耐力・変形性能の算定式を用いた試設計

本章では、鋼管杭の杭頭部構造であるずれ止め付きコンクリート充填鋼管部材について、3章および4章にて導出した部材耐力と変形性能の算定式を用い、1.4節のコスト低減効果の検証用モデル建物（鉄筋コンクリート造 14階建て 共同住宅）に対する試設計結果からコスト低減効果を検証する。

5.1 試設計における設計条件

(1) 対象とする限界状態

3章および4章にて導出したずれ止め付きコンクリート充填鋼管部材の部材耐力と変形性能の算定式は部材の終局状態を想定したものであるため、試設計については安全限界状態を対象とする。また、試設計における杭基礎全体の安全限界状態は、建築基礎構造設計指針^{5.1)}を参考に、何れかの柱下の杭において、杭体の頭部および地中部に塑性ヒンジが発生したとき（いわゆる、2点ヒンジ状態）または塑性化した杭体部位が限界変形角に達したときと定義する。

(2) 基礎杭の構造形式と杭体応力の解析モデル

各柱下に配置する基礎杭はプレボーリング拡大根固め高支持力鋼管杭工法とし、構造形式は支持杭基礎（従来設計・算定式導入）および機能分担基礎とする。また、試設計における杭体応力の解析モデルは、基礎杭および基礎梁を含む基礎構造を「はり」と「ばね」にモデル化した分離解析モデルとする。

(3) 対象建物と設計荷重

対象建物は1.4節に示す鉄筋コンクリート造 14階建ての共同住宅とし、地盤条件も同様に1.4節に示す地盤条件とする。ただし、基礎杭の設計荷重は、図5.1に示す安全限界状態における荷重とする。

Y1	6117	9928	9112	9562	9521	9288	6068
	-12191	1943	-847	1097	-1481	-847	12325
	14220	14562	14460	14318	14154	13942	13388
Y0	6339	9258	9109	8632	8605	8451	6326
	-14100	919	-1857	1195	-782	508	14117
	-14220	-14562	-14460	-14318	-14154	-13942	-13388
	X0	X1	X2	X3	X4	X5	X6

安全限界時の上部構造慣性力

X 方向：34729 kN (Cb = 0.35)

Y 方向：39690 kN (Cb = 0.40)

基礎重量 = 15905 kN

杭基礎の設計用水平力 (W_F : パイルキャップ重量)

X 方向：34729 + 0.175 × (15905 + W_F) kN

Y 方向：39690 + 0.200 × (15905 + W_F) kN

凡例

常時柱荷重 (kN)

安全限界時変動軸力: X → (kN)

安全限界時変動軸力: Y ↑ (kN)

図 5.1 基礎杭の設計荷重（安全限界状態）

(4) 群杭係数

設計条件を統一するため、基礎杭を設計する際には 1.4 節に示した群杭係数を用いるものとし、群杭係数は表 5.1 に示す通りとする。

表 5.1 基礎杭設計時の群杭係数

基礎形式		加力方向	
		X 方向	Y 方向
支持杭基礎	従来設計	0.35	0.55
	算定式導入	0.43	0.55
機能分担基礎		0.40	0.37

5.2 設計結果

(1) 支持杭基礎（従来設計）

支持杭基礎（従来設計）の杭配置を図 5.2 に示す。

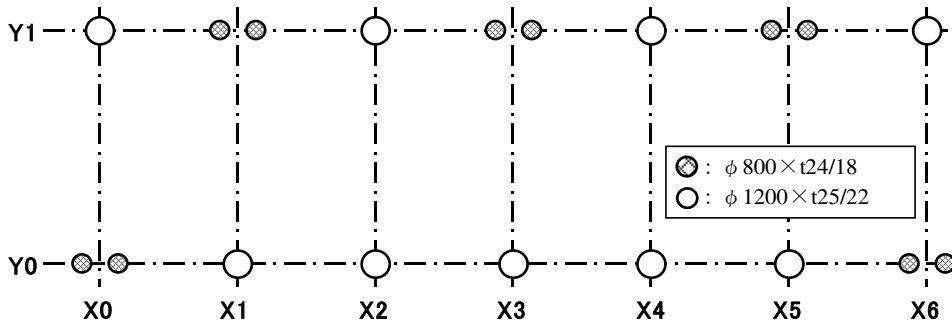


図 5.2 支持杭基礎（従来設計）の杭配置

(2) 支持杭基礎（算定式導入）

支持杭基礎（算定式導入）の杭配置を図 5.3 に示す。

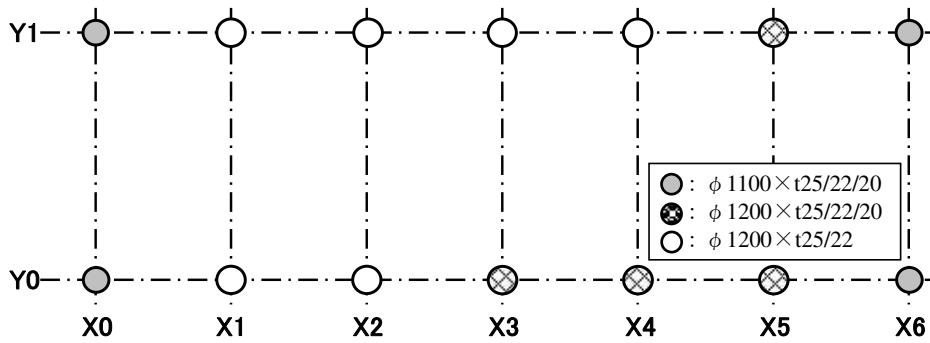


図 5.3 支持杭基礎（算定式導入）の杭配置

(3) 機能分担基礎

機能分担基礎の杭配置を図 5.4 に示す。

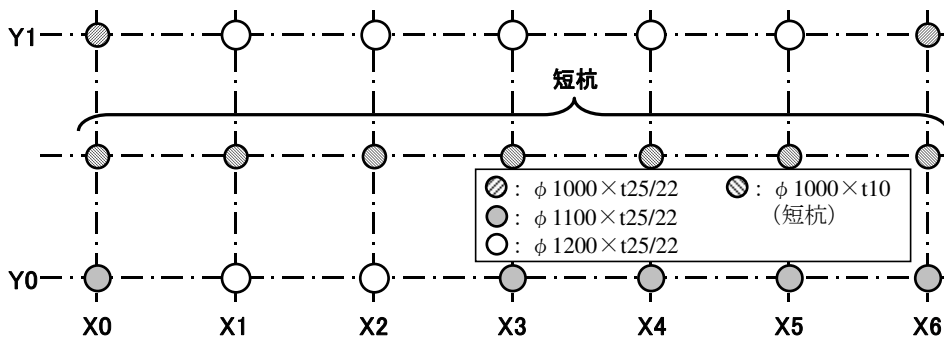


図 5.4 機能分担基礎の杭配置

5.3 コスト比較

支持杭基礎（従来設計）のコストを基準としたコスト比率を表 5.2 に示す。各基礎形式のコストは、鋼管杭の市況価格とプレボーリング拡大根固め高支持力鋼管杭工法の一般的な施工単価をもとに算出したものである。なお、施工費には杭施工時に発生する汚泥の処理費用も含まれている。ずれ止め付きコンクリート充填鋼管部材の部材耐力と変形性能の算定式を導入した支持杭基礎のコストは、従来設計の支持杭基礎の約 90%（約 10%のコスト低減）であった。これに比べて機能分担基礎のコストは、従来設計の支持杭基礎の約 96%（約 4%のコスト低減）であり、算定式を導入した支持杭基礎の方がコスト低減効果は大きいことがわかる。

表 5.2 コスト比較結果（コスト比率）

支持杭基礎（従来設計）			支持杭基礎（算定式導入）			機能分担基礎		
材料費	施工費	合計	材料費	施工費	合計	材料費	施工費	合計
1.00	1.00	1.00	0.90	0.91	0.90	0.96	0.96	0.96
¥53,191,795	¥17,046,657	¥70,238,452	¥47,873,503	¥15,544,354	¥63,417,856	¥51,203,174	¥16,407,260	¥67,610,435

5.4 まとめ

本章では、鋼管杭の杭頭部構造であるずれ止め付きコンクリート充填鋼管部材について、3章および4章にて導出した部材耐力と変形性能の算定式を用い、1.4節のコスト低減効果の検証用モデル建物（鉄筋コンクリート造14階建て共同住宅）に対する試設計結果からコスト低減効果を検証した。

試設計結果から、ずれ止め付きコンクリート充填鋼管部材の部材耐力と変形性能の算定式を導入した支持杭基礎のコストは、従来設計の支持杭基礎のコストに比較して約10%の低減、機能分担基礎のコストに比較して約4%の低減となった。

試設計は対象建物1ケース×地盤条件1ケースのみであるが、機能分担基礎のように構造形式を変更するよりも、鋼管杭の杭頭部に一般的に使用されているずれ止め付きコンクリート充填鋼管部材の部材耐力と変形性能を適切に評価した算定方法を導入した方が、コスト低減効果が大きいことがわかった。1.4節でも述べたが、機能分担基礎において表層地盤の水平剛性が小さいほど、支持杭（基礎杭）の長さが長いほど、大きくなる傾向にあったことから、本算定方法を導入した場合のコスト低減効果も同様に、表層地盤の水平剛性が小さいほど、基礎杭の長さが長いほど、大きくなる傾向にあると推察される。

参考文献

- 5.1) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針，2019.11
- 5.2) 廣瀬智治，辻井正人，納見昭広，阿部幸夫，高野公寿，清水広之，中井正一，田村修次：支持杭間に短杭を配置した杭基礎構造（機能分担基礎構造）の水平抵抗に関する研究（その1～3），日本建築学会大会学術講演梗概集，構造 I，pp.547-552，2010.7
- 5.3) 廣瀬智治，坂本俊彦，市川和臣，阿部幸夫，高野公寿，中井正一，田村修次：支持杭間に短杭を配置した杭基礎構造（機能分担基礎構造）の水平抵抗に関する研究（その4），日本建築学会大会学術講演梗概集，構造 I，pp.561-562，2012.7
- 5.4) 廣瀬智治，坂本俊彦，市川和臣，阿部幸夫，北濱雅司，高野公寿，中井正一，田村修次：支持杭間に短杭を配置した杭基礎構造（機能分担基礎構造）の水平抵抗に関する評価，日本建築学会技術報告集，第19巻，第42号，pp.491-496，2013.6

6 章 結

6章 結

本研究では、過去に実施した機能分担基礎に関する研究結果を踏まえ、現状の設計体系において、部材性能が適切に評価されていないためにコストアップの根本的な原因となっている鋼管杭の杭頭部（ずれ止め付きコンクリート充填鋼管部）に着目し、この部位の部材性能を適切に評価する方法・評価式を構築することによりコストダウンへのアプローチを試みた。

具体的には、鋼管杭の杭頭部として一般的な構造形式となった鋼とコンクリートの複合構造体であるずれ止め付きコンクリート充填鋼管部材に関して、

- ①終局耐力と塑性変形性能の確認
- ②終局状態に至るまでの挙動や応力伝達メカニズムの確認
- ③終局耐力と塑性変形性能の評価方法の提案と妥当性の検証
- ④ずれ止め付きコンクリート充填鋼管部材のコストダウン効果の検証

を主な目的として、構造実験および数値解析により上記作業を行い、最終的に終局耐力と塑性変形性能の評価方法を提案した。

6.1 本研究の結論

(1) ずれ止め部コンクリートの支圧強度 (2章)

鋼管杭基礎の杭頭部を模擬した軸方向押込み実験および数値解析から、杭頂部やずれ止め部の破壊性状、ずれ止め部・杭頂部における圧縮応力の負担状況、軸圧縮荷重に対する鋼管杭と管内充填コンクリート間の応力伝達、ずれ止め部・杭頂部におけるパイルキャップコンクリートの支圧耐力等を確認した。その結果をもとに、ずれ止め部における管内充填コンクリートの支圧強度算定式を提案した。以下に結論を記す。

【結論】

- ①小径鋼管を対象とした既往の文献 2.1), 文献 2.2)に示される(2.1)式（鋼管内にずれ止めを取り付けた充填コンクリート部の押抜き耐力算定式）をもとにした(2.2)式（支圧強度算定式）は、大径鋼管の場合にも適用でき、かつ、その算定値は概ね実験結果と一致する。
- ②ずれ止め付きコンクリート充填鋼管では、鋼管の軸圧縮応力は管内のずれ止めを介して管内充填コンクリートに伝達される。
- ③ずれ止め付きコンクリート充填鋼管に軸圧縮荷重が作用した際の荷重分担率は、鋼管端部（杭頂部）にて 50~60%であり、その差分をずれ止め部が負担する。

(2) ずれ止め付きコンクリート充填鋼管部材におけるずれ止めと充填コンクリート間の応力伝達 (3章)

ずれ止め付きコンクリート充填鋼管部材を検討対象に、軸方向圧縮実験と数値解析から、ずれ止め部コンクリートの支圧強度算定式の妥当性や軸圧縮荷重に対するずれ止め付きコンクリート充填鋼管部材の挙動と破壊性状などを確認・検証した。また、鋼管から管内充填コンクリートへの応力伝達機構を明らかにするとともに、終局メカニズムを考慮した終局圧縮耐力式を提案し、その妥当性を示した。以下に結論を記す。

【結論】

- ①ずれ止めにより鋼管から管内充填コンクリートへ圧縮応力が伝達されることで、中空鋼管に比較して最大圧縮荷重 N_{max} が 2割程度上昇する（圧縮実験より）。
- ②最大荷重 N_{max} に達した後においては、鋼管内面の杭頂部側に配置した下側ずれ止めは管内充填コ

ンクリートへ圧縮応力を伝達せず、杭先端側に配置した上側ずれ止めのみが圧縮応力を伝達する（圧縮実験・数値解析より）。

- ③ずれ止めによる充填コンクリートの最大支圧力 $cN_{上側max}$ は、径厚比 D/t が小さい場合では鋼管の拘束効果により大きく、径厚比 D/t が大きい場合では鋼管の局部座屈により小さくなる傾向である（数値解析より）。
- ④本章で検討した範囲では、圧縮実験および数値解析において、ずれ止め付きコンクリート充填部材の軸圧縮耐力は中空鋼管の場合よりも大きくなる結果であった。
- ⑤ずれ止め部における管内充填コンクリートの支圧強度は、(3.14)式で概ね算定できる。
- ⑥圧縮力を受けるずれ止め付きコンクリート充填部材の終局軸圧縮耐力 N_{ax} は、(3.9)式で概ね算定できる。

なお、本章ではずれ止め付きコンクリート充填部材の頂部（端部）の変位が完全に固定される条件で軸圧縮耐力を評価した。実際には、鋼管杭の頂部はパイルキャップのコンクリートで支持されるため、鋼管側の軸剛性が相対的に低下し、管内充填コンクリートの負担は増加すると予想されることから、(3.15)式はずれ止め部における管内充填コンクリートの支圧強度の強度上昇率の下限値を与えるものと判断される。

(3) ずれ止め付きコンクリート充填鋼管部材の軸力-曲げ耐力と塑性変形能力（4章）

ずれ止め付きコンクリート充填鋼管部材を検討対象に、圧縮・曲げ実験と引張・曲げ実験および数値解析から、ずれ止め部コンクリートの支圧強度算定式の妥当性や軸方向荷重と水平荷重が同時に作用するときのずれ止め付きコンクリート充填鋼管部材の挙動や破壊性状などを確認・検証した。また、終局メカニズムを考慮した終局耐力式および変形性能の算定式を提案し、その妥当性を示した。以下に結論を記す。

【結論】

- ①圧縮荷重作用下では、軸力比が大きくなるほど、終局曲げ耐力は低下する傾向にあり、最大荷重（終局曲げ耐力）に達した後の荷重低下もより顕著になる。引張荷重作用下でも、軸力比が大きくなるほど、終局曲げ耐力は低下する傾向にあるが、引張領域縁端の鋼管が破断するまでは最大荷重（終局曲げ耐力）に達した後の荷重低下は圧縮荷重作用下の場合ほど顕著でない。限界変形角は、軸力比が大きくなるにつれて低下する傾向にある。
- ②終局曲げ耐力と限界変形角は鋼管の局部座屈や管内充填コンクリートのずれ止め部における支圧破壊、または鋼管の破断により決定されることから、耐力や変形能力は軸力比や径厚比、管内充填コンクリートの強度等から算定できる。
- ③鋼管への作用荷重による圧縮応力は、鋼管内面に取り付けたずれ止め部の支圧により、概ね管内充填コンクリートに伝達される。ずれ止め付きコンクリート充填鋼管部材の終局耐力は、鋼管に局部座屈が発生する条件下において、鋼管の耐力とずれ止め部コンクリートの支圧耐力の和として評価できる。
- ④ずれ止め付きコンクリート充填鋼管部材の塑性変形能力は、鋼管に局部座屈が発生する条件下において、終局耐力の低下要因（鋼管の局部座屈・破断、ずれ止めおよびその近傍での局所変形、管内充填コンクリートのひび割れ・付着切れ・圧壊等）を踏まえて仮定した有効領域比とずれ止めの効果を考慮したコンクリートの換算充填長比をもとに、軸力余裕度/基準化径厚比・有効領域比・管内コンクリートの換算充填長比との相関から求めた(4.21)式および(4.22)式により評価できる。

(4) ずれ止め付きコンクリート充填鋼管部材の終局耐力・変形性能の算定式を用いた試設計（5章）

本章では、鋼管杭の杭頭部構造であるずれ止め付きコンクリート充填鋼管部材について、3章および4章にて導出した部材耐力と変形性能の算定式を用い、実際の建物（1.4節のコスト低減効果の検証用の鉄筋コンクリート造14階建て共同住宅）・地盤を模擬した試設計によりコストダウン効果を検証した。

試設計結果から、ずれ止め付きコンクリート充填鋼管部材の部材耐力と変形性能の算定式を導入した支持杭基礎のコストは、従来設計の支持杭基礎のコストに比較して約10%の低減（機能分担基礎のコストに比較して約4%の低減）となった。試設計は対象建物1ケース×地盤条件1ケースのみであるが、機能分担基礎のように構造形式を変更するよりも、鋼管杭の一般的な杭頭部構造であるずれ止め付きコンクリート充填鋼管部材の保有性能（部材耐力・変形性能）を適切に評価する算定方法を導入した方が、コスト低減効果が大きい。本算定方法を導入した場合のコスト低減効果は、機能分担基礎の場合と同様に、表層地盤の水平剛性が小さいほど、基礎杭の長さが長いほど、大きくなる傾向にあると推察される。

(5) まとめ

鋼管杭基礎の一般的な杭頭部構造である「ずれ止め付きコンクリート充填鋼管部材」の終局耐力と変形性能の評価方法を構築したことにより、

- ・より精度のよい、鋼管杭基礎の（終局）設計が可能となる
- ・損傷（破壊）部位を明確に特定できる
- ・損傷の程度を具体的（定量的）に把握できる

ことから、

- ①既設・新設を問わず、鋼管杭基礎がどの程度の地震にまで耐えられるか（耐震性能）を的確に把握できる
- ②無駄の少ない設計が可能となり、建設コストの削減だけでなく、鉄鋼資源の適切使用も可能となる

など、鋼管杭基礎の設計・施工に対して、大いに貢献できるものと考えらる。

6.2 今後の課題

鋼管杭の一般的な杭頭部構造であるずれ止め付きコンクリート充填鋼管部材の終局耐力と塑性変形性能については、適切な評価方法・算定式が構築できたが、その周辺部において終局耐力や塑性変形性能に対する適切な評価方法・算定式がない部位（図 6.1 中のずれ止めのないコンクリート充填鋼管部）がある。

建築物の基礎として用いられる鋼管杭基礎においては、終局限界状態の崩壊メカニズムを考慮して合理的に設計するためには、この部位の構造性能（部材耐力・変形性能）を適切かつ精度よく評価できる方法・算定式の構築が必要不可欠である。

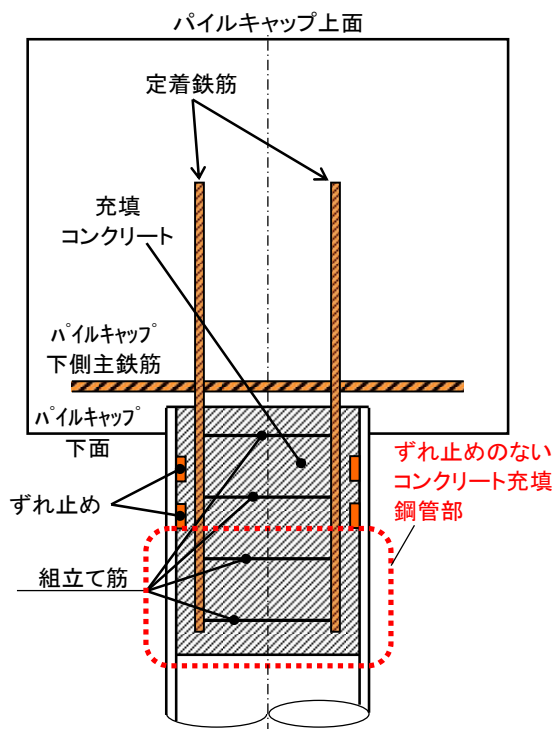


図 6.1 構造性能（部材耐力・変形性能）を適正に評価すべき部位

ずれ止めのないコンクリート充填鋼管部の構造性能については、ずれ止めの直下に位置するため、その部位に着目した実験は為されていない。ずれ止めのないコンクリート充填鋼管部材についての既往の実験結果は、表 4.12 の通りであるが、これらの実験結果から判断すると、鋼管内にコンクリートが充填されていれば、終局曲げ耐力は鋼管の全塑性曲げモーメント以上であるといえる（図 6.2 参照）。

また、塑性変形能 ϵR_{max} および ϵR_{95} については、図 4.31 および図 4.32 に示したように、終局軸耐力に対する軸力余裕度/基準化径厚比・コンクリート充填長比から算定式は導出されている。しかしながら、算定式の誤差が多少大きいため、実験データを増やすなり、算定式の精度を向上させる必要がある。

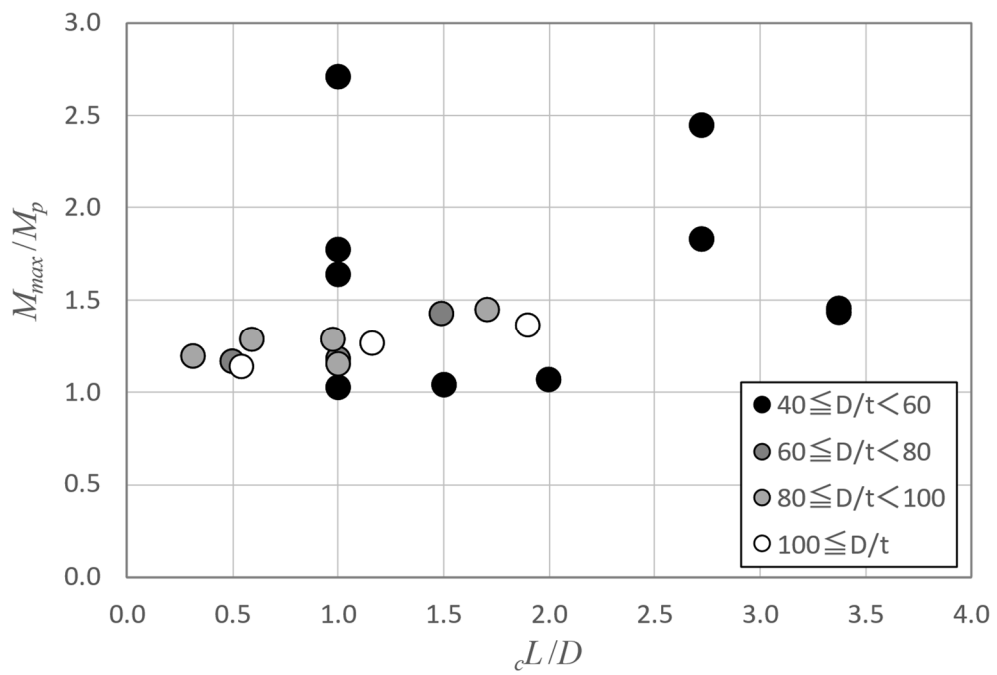


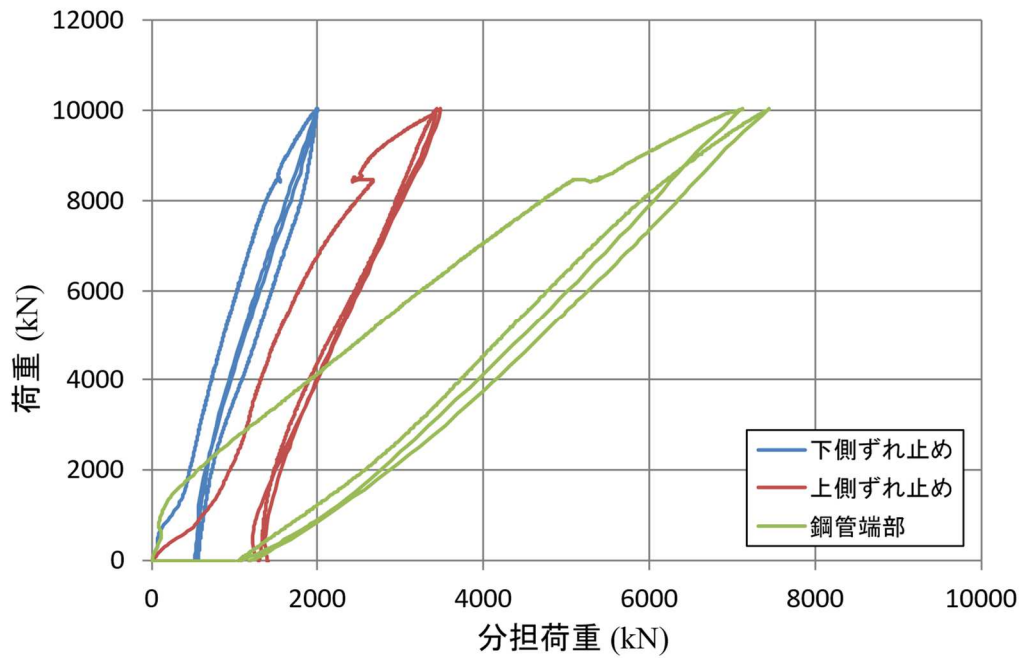
図6.2 コンクリート充填長比 (L/D) と M_{max}/M_p の関係 (既往の実験)

付 録

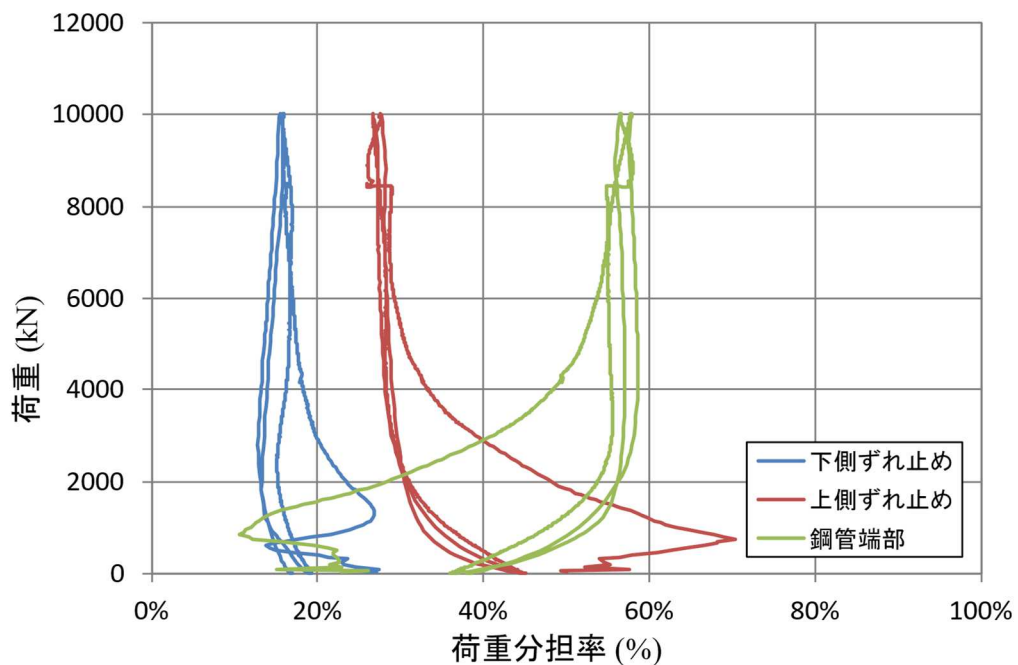
付録

1. 鋼管杭基礎の杭頭部を模擬した軸方向押込み実験

(1) $\phi 600$ 試験体による押込み実験

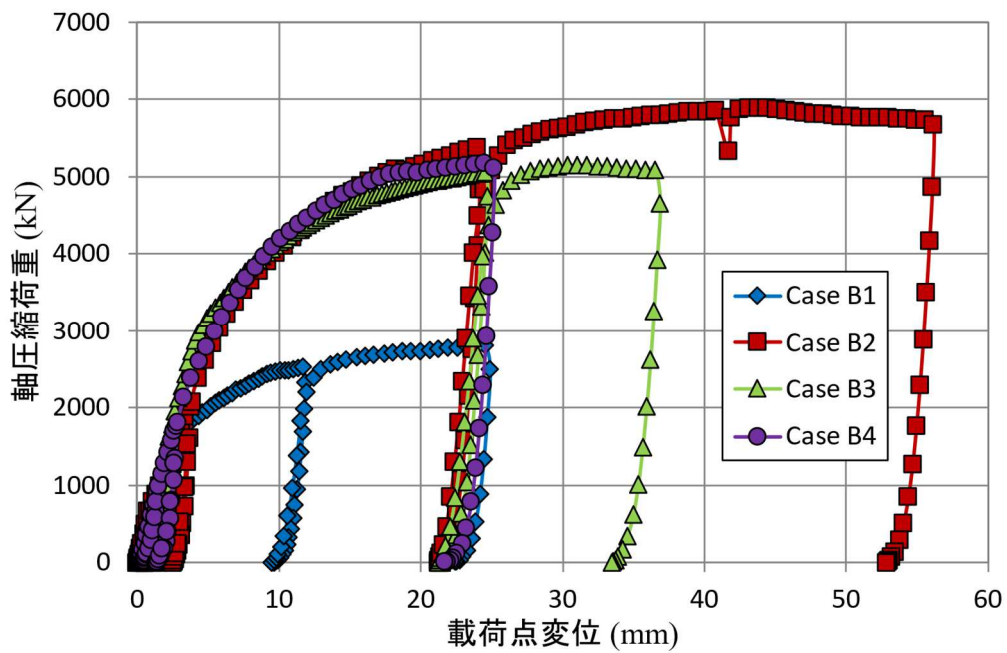


付録図 1.1 ずれ止め部と鋼管端部における分担荷重

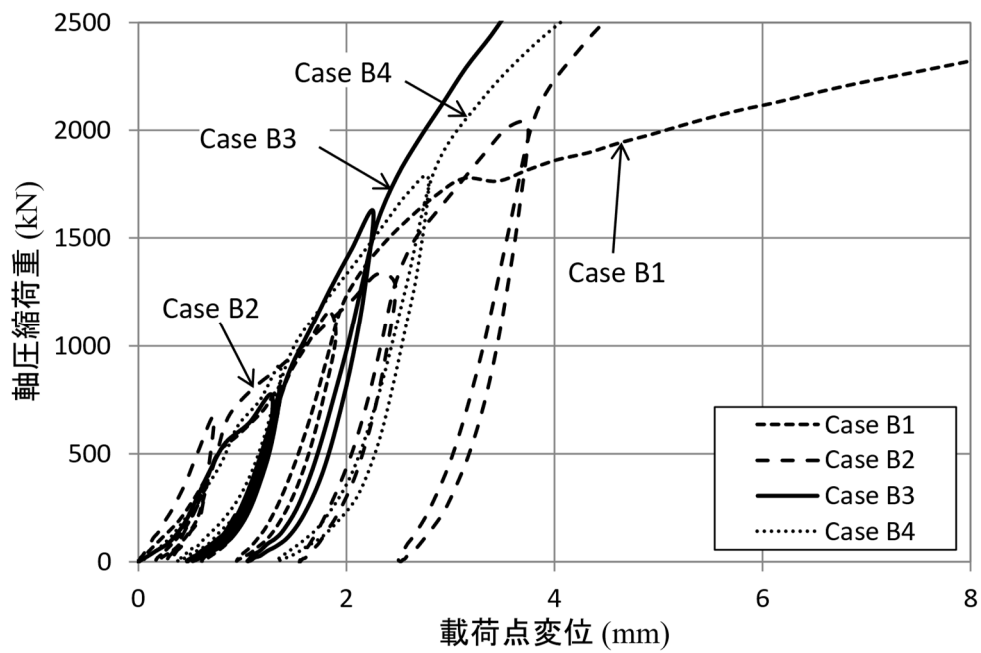


付録図 1.2 ずれ止め部と鋼管端部における荷重分担率

(2) $\phi 400$ 試験体による押し込み実験

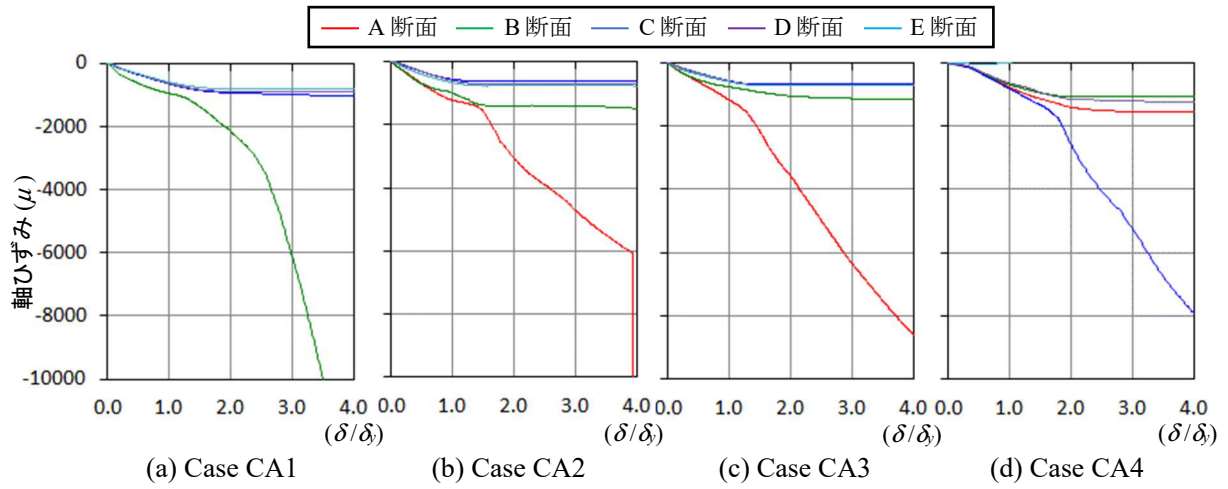


付録図 1.3 載荷荷重と載荷点変位の関係

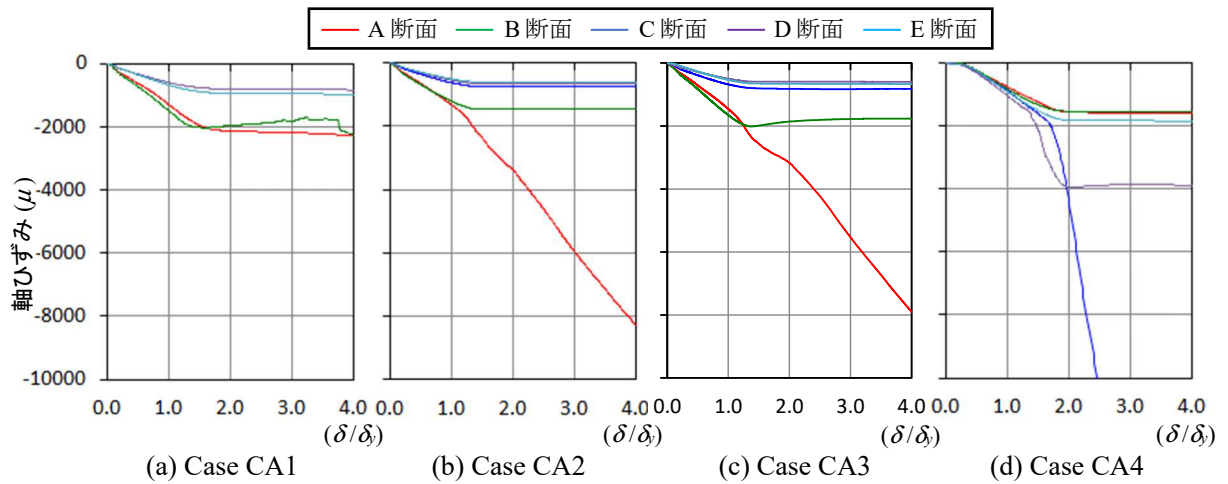


付録図 1.4 載荷荷重と載荷点変位の関係 (載荷点変位 ≤ 8 mm)

2. ずれ止め付きコンクリート充填鋼管部材の圧縮実験

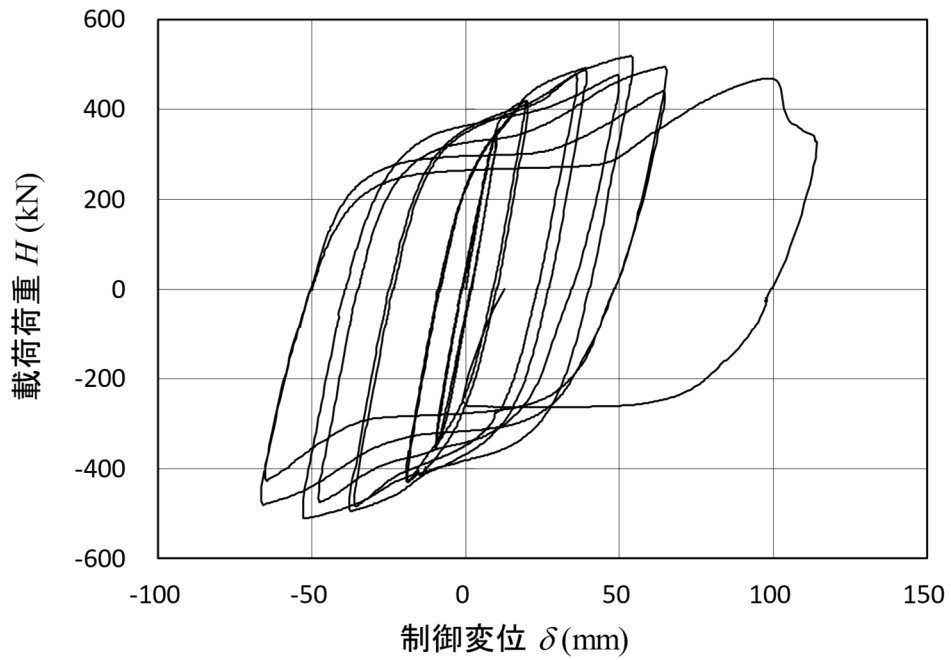


付録図 2. 各断面での軸ひずみ (内面平均) と無次元化変位の関係

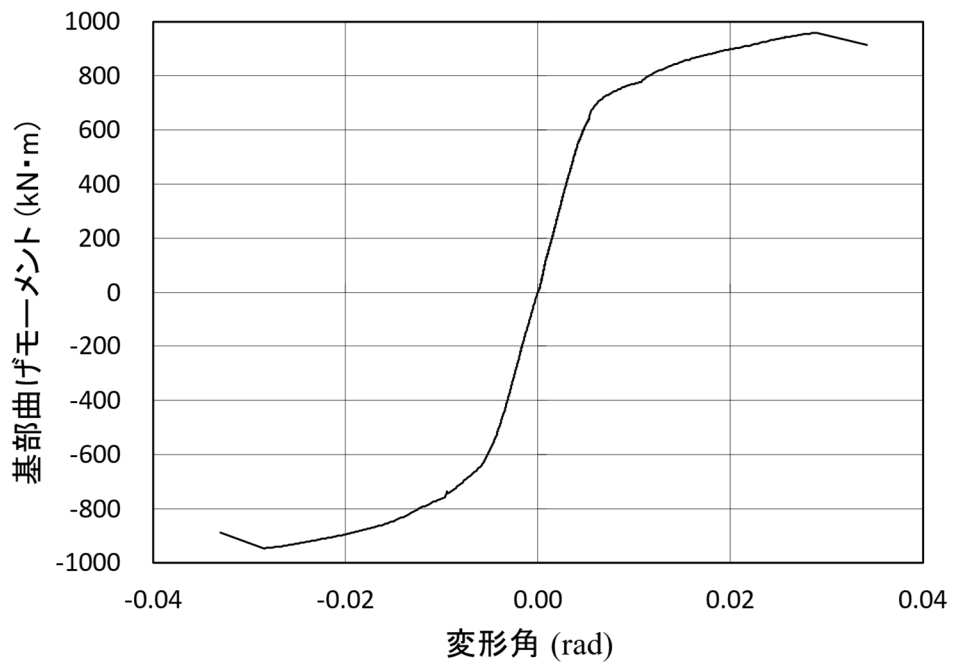


付録図 2.2 各断面での軸ひずみ (外面平均) と無次元化変位の関係

3. ずれ止め付きコンクリート充填鋼管部材の圧縮・曲げ実験

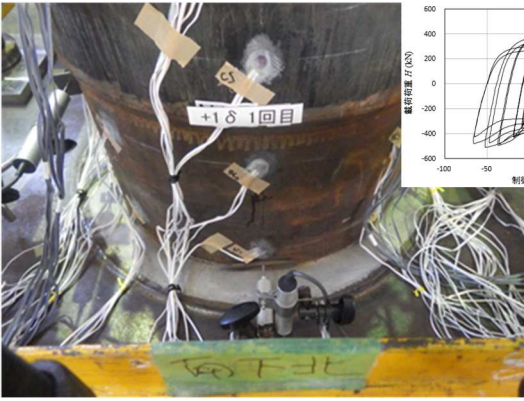
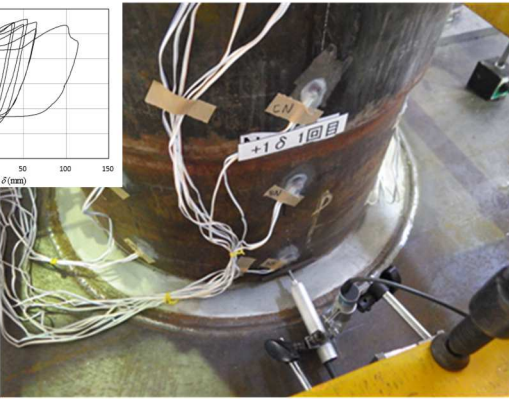

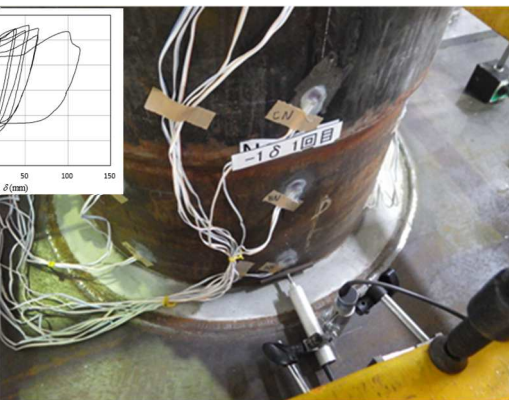

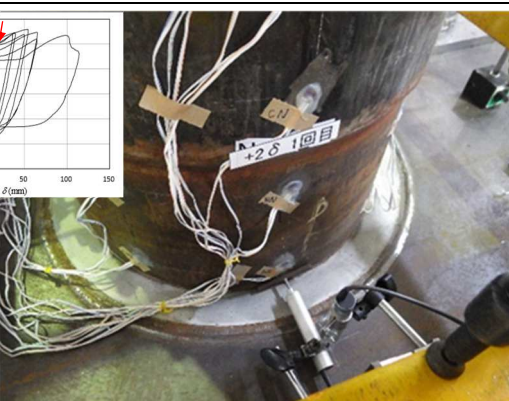

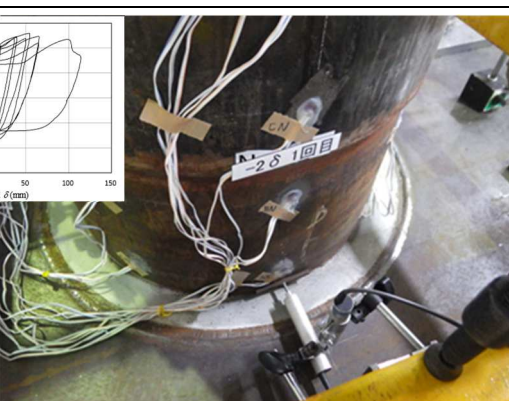


付録図 3.1 載荷荷重と制御変位の関係 (Case BA1)


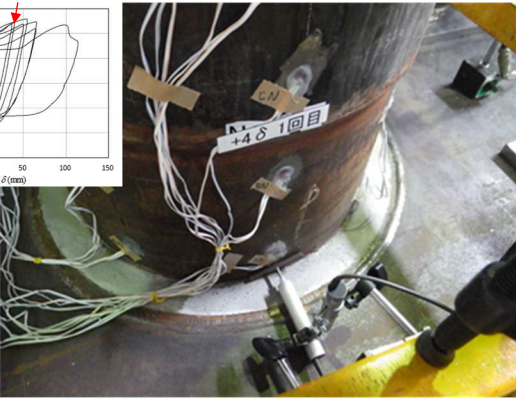

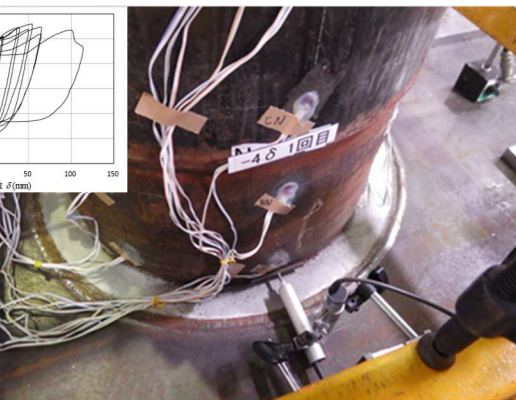
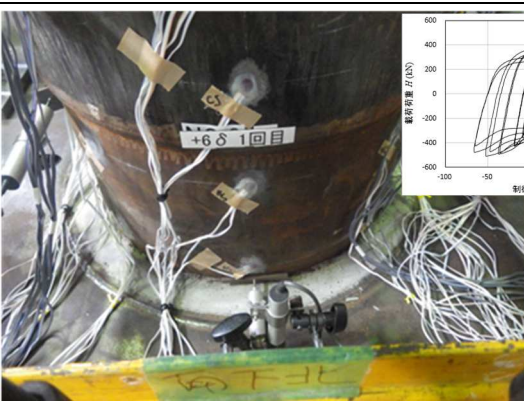
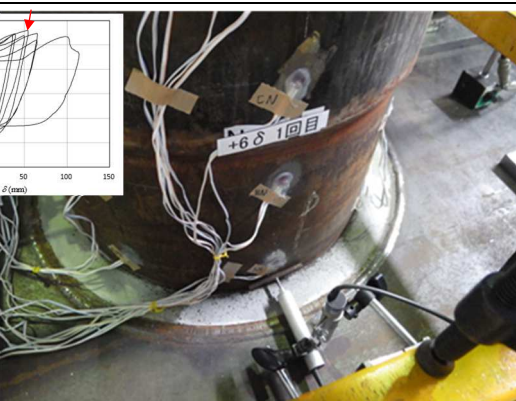
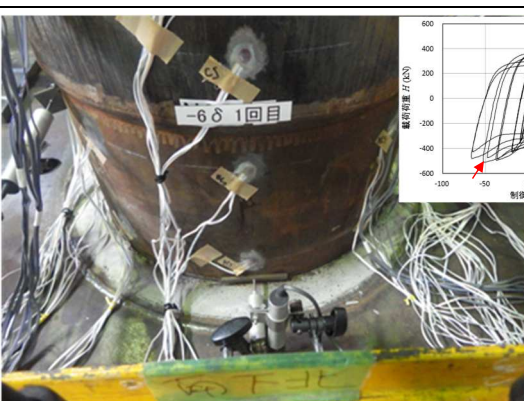
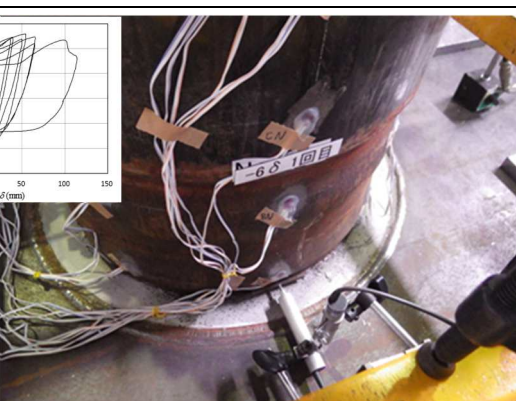


付録図 3.2 単調載荷に変換した基部曲げモーメントと変形角の関係 (Case BA1)

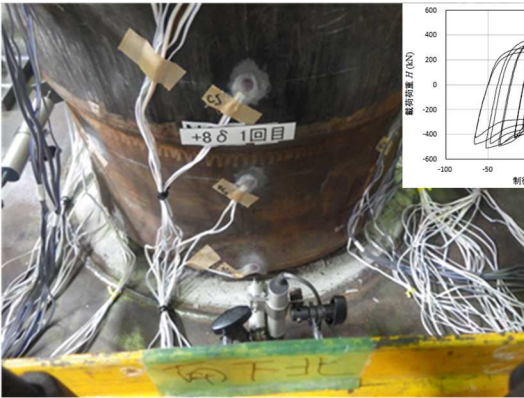
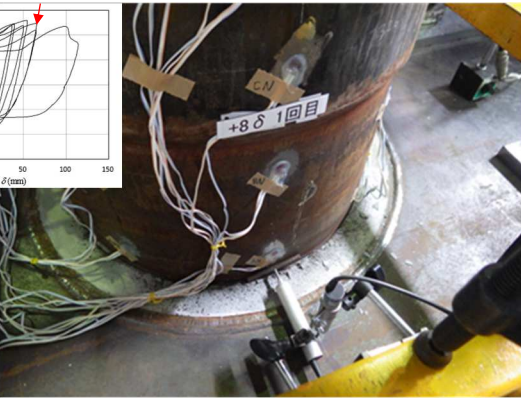

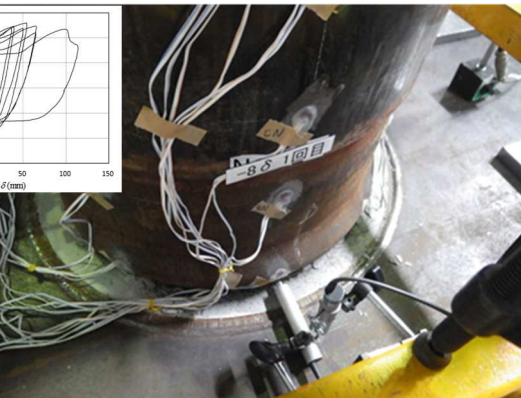

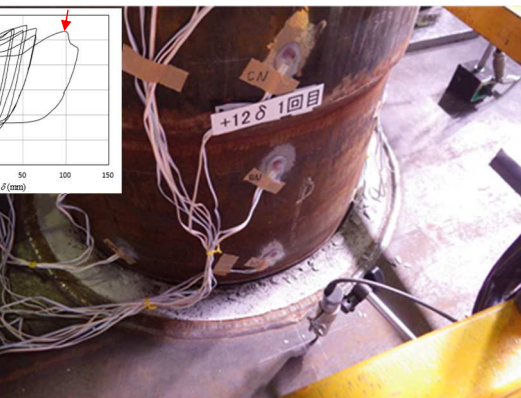
付録表 3.1 局部座屈と破断の発生状況 (Case BA1 : その 1)

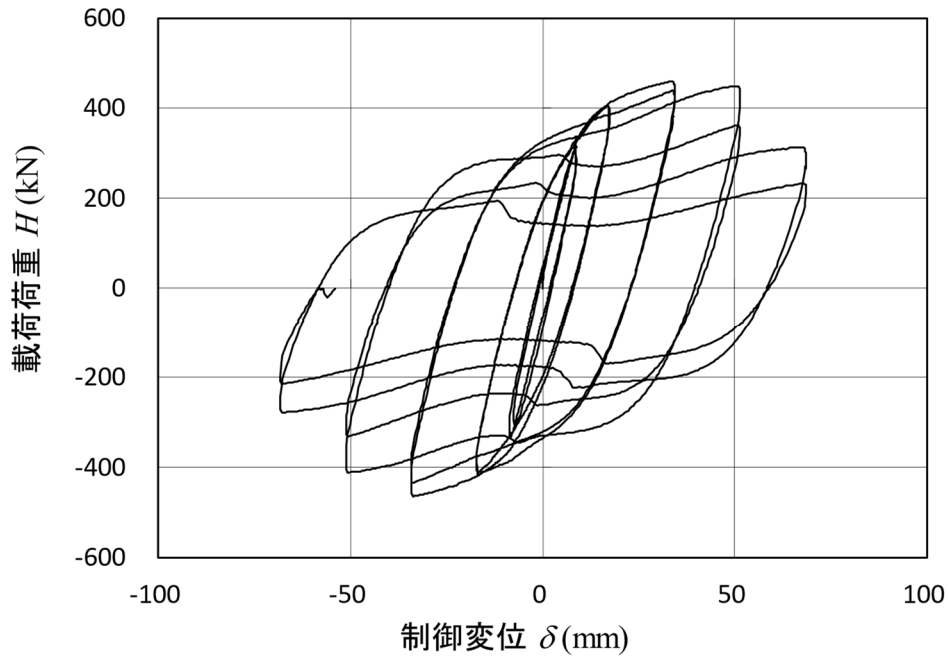
変位	S側	N側
$+1\delta_p$		
$-1\delta_p$		
$+2\delta_p$		
$-2\delta_p$		

付録表 3.2 局部座屈と破断の発生状況 (Case BA1 : その 2)

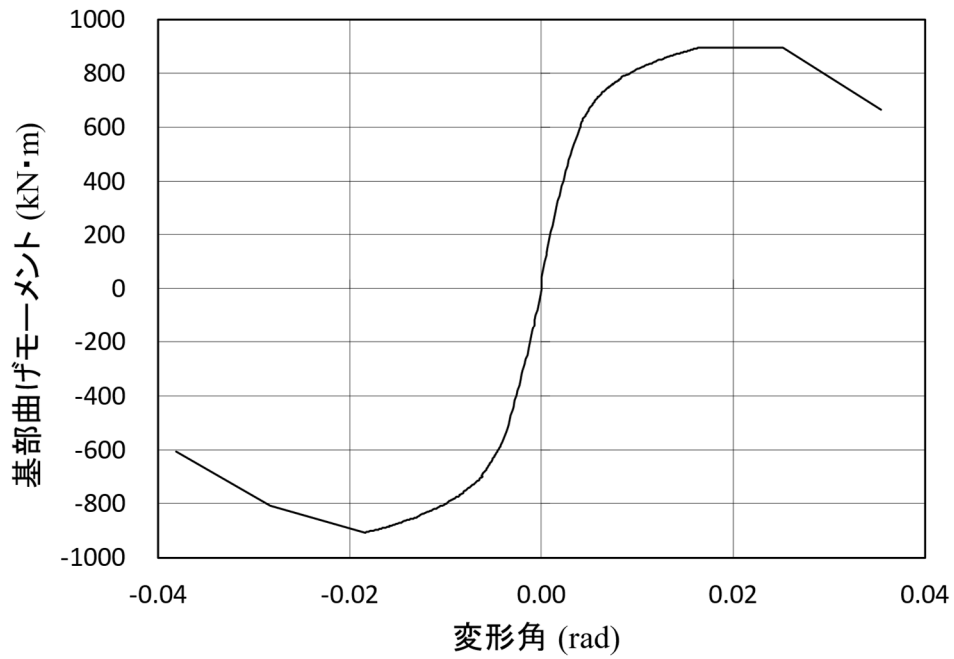
変位	S側	N側
$+4\delta_p$		
$-4\delta_p$		
$+6\delta_p$		
$-6\delta_p$		

付録表 3.3 局部座屈と破断の発生状況 (Case BA1 : その 32)

変位	S側	N側
+8 δ_p		
-8 δ_p		
+12 δ_p		

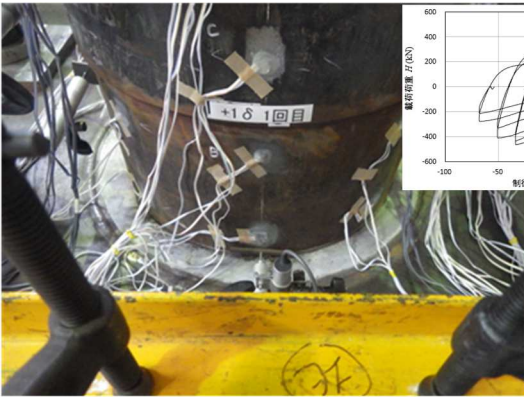
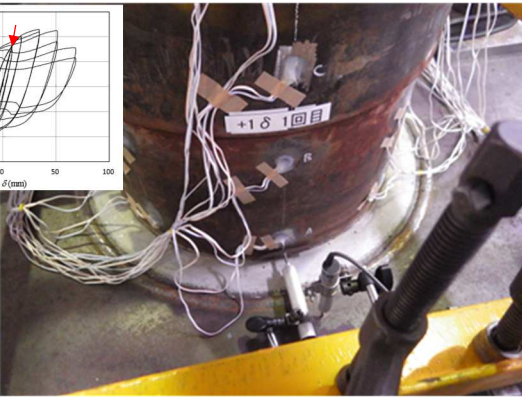
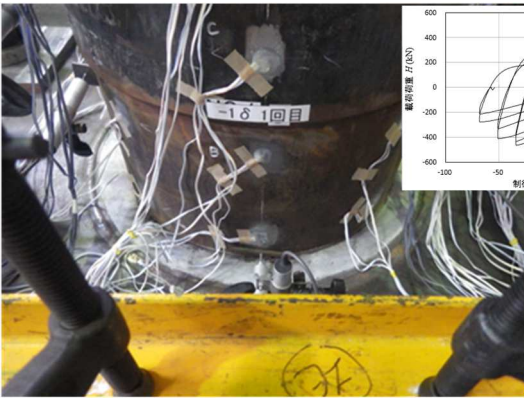
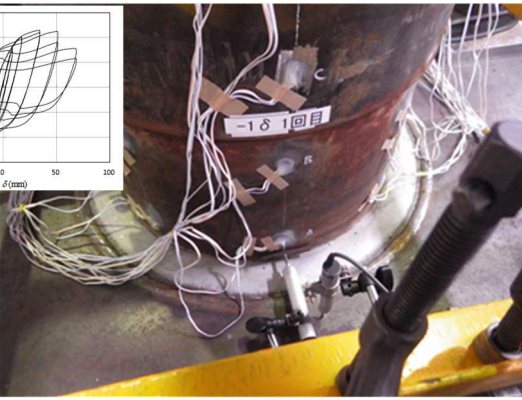
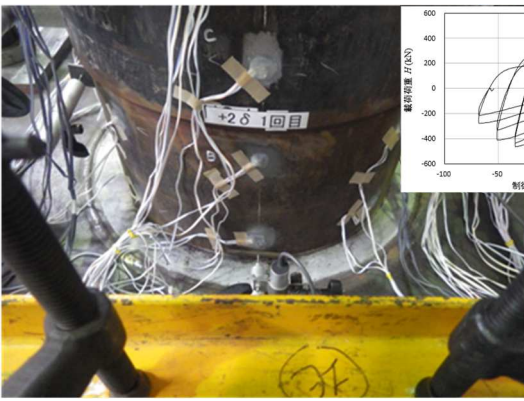
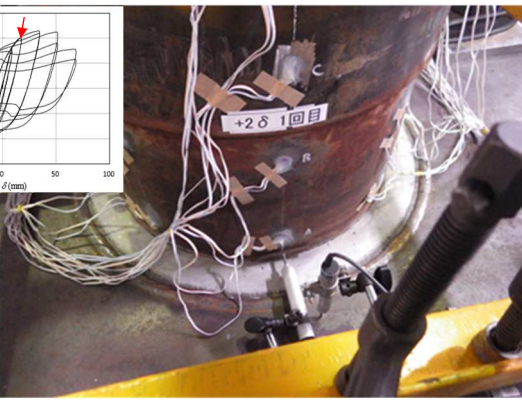
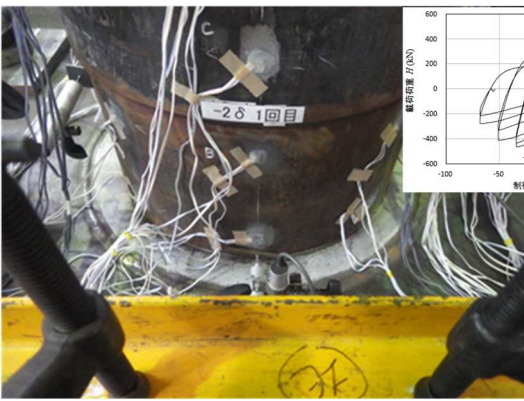
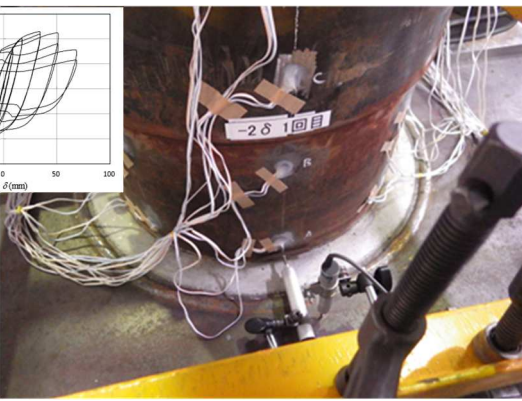


付録図 3.3 載荷荷重と制御変位の関係 (Case BA2)

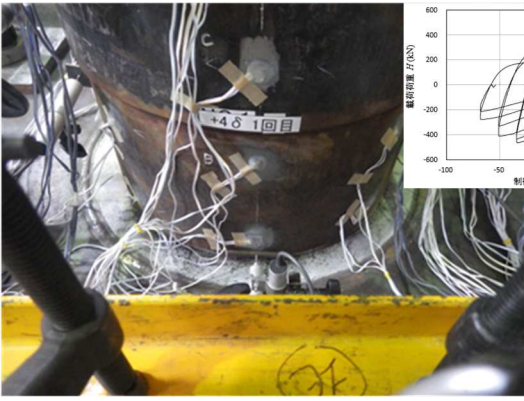
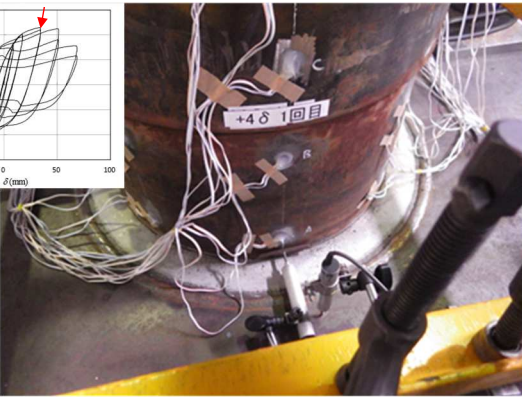
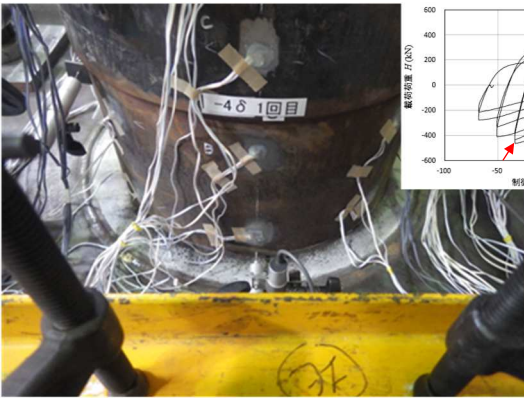
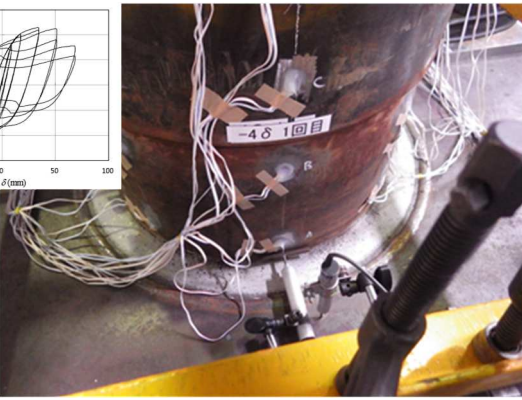
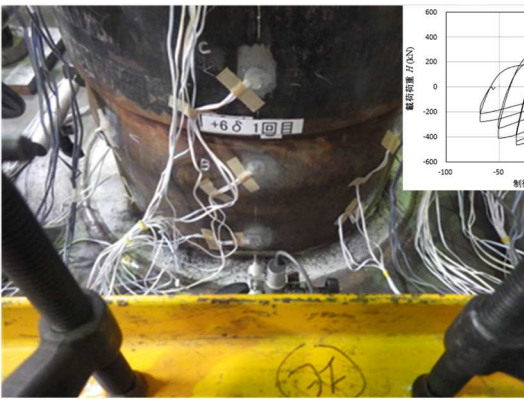
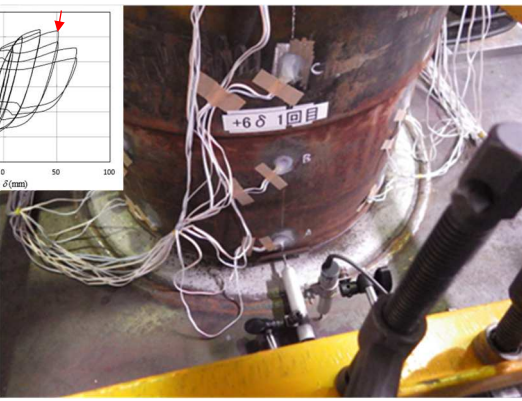
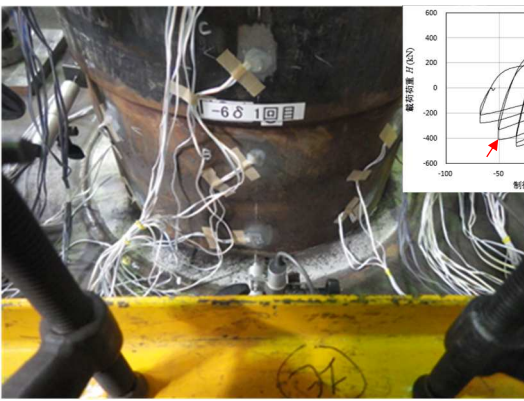
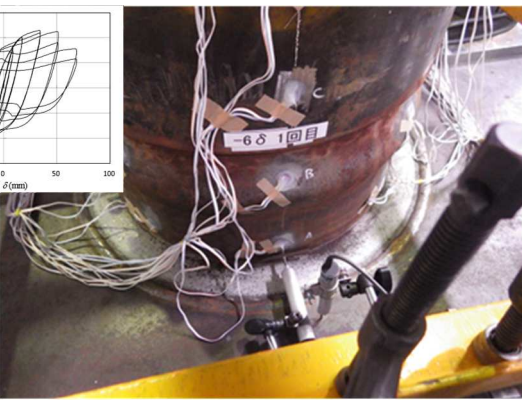


付録図 3.4 単調載荷に変換した基部曲げモーメントと変形角の関係 (Case BA2)


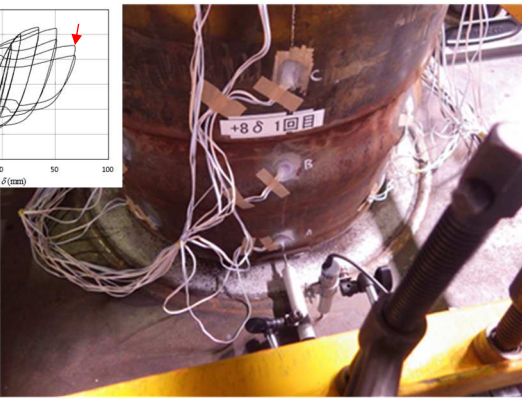
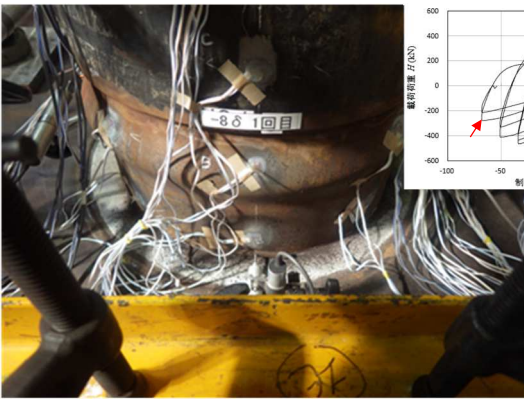
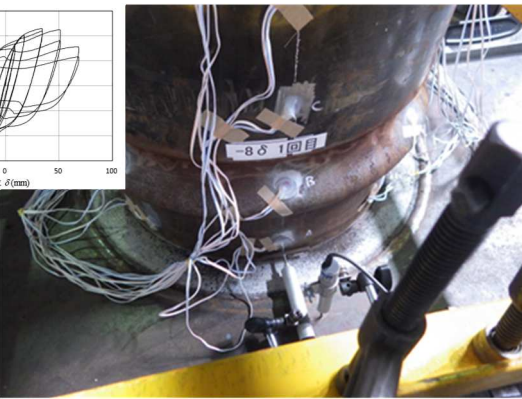
付録表 3.4 局部座屈と破断の発生状況 (Case BA2 : その 1)

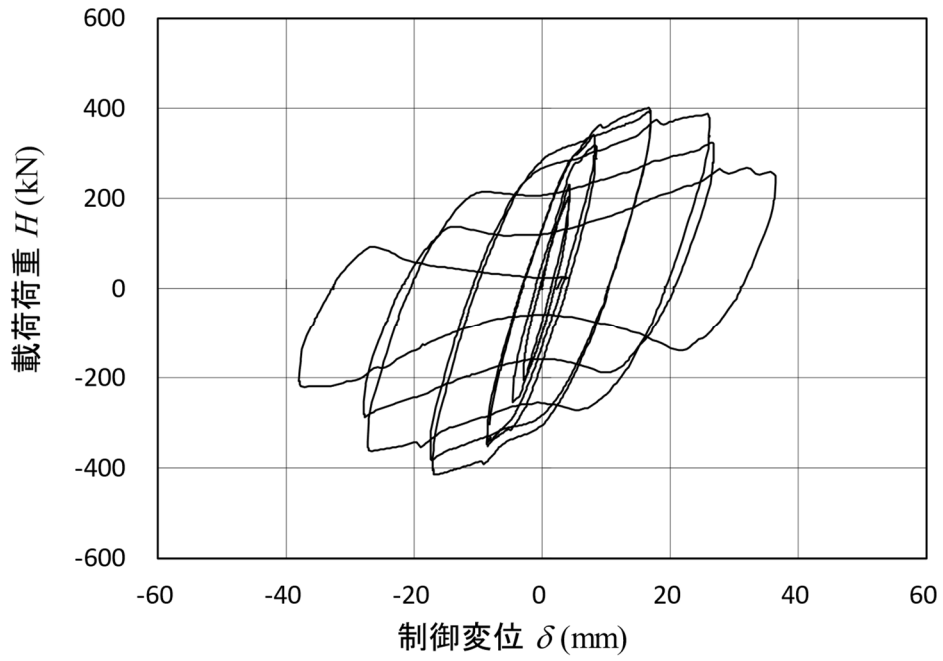
変位	S側	N側
$+1\delta_p$		
$-1\delta_p$		
$+2\delta_p$		
$-2\delta_p$		

付録表 3.5 局部座屈と破断の発生状況 (Case BA2 : その 2)

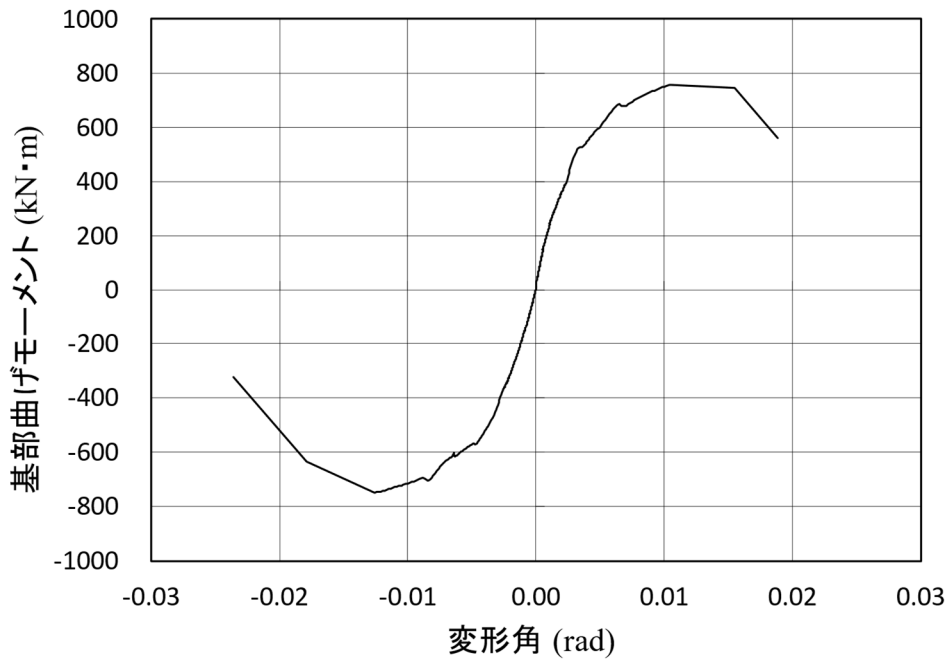
変位	S側	N側
$+4\delta_p$		
$-4\delta_p$		
$+6\delta_p$		
$-6\delta_p$		

付録表 3.6 局部座屈と破断の発生状況 (Case BA2 : その 3)

変位	S側	N側
$+8\delta_p$		
$-8\delta_p$		

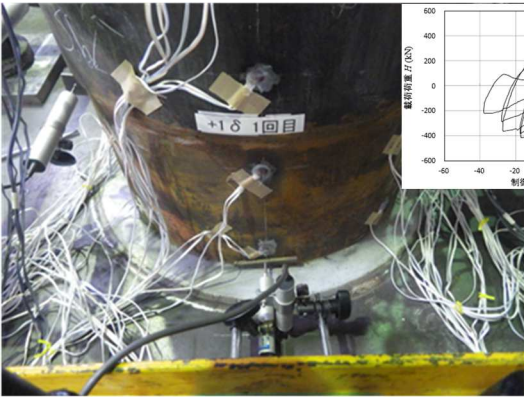
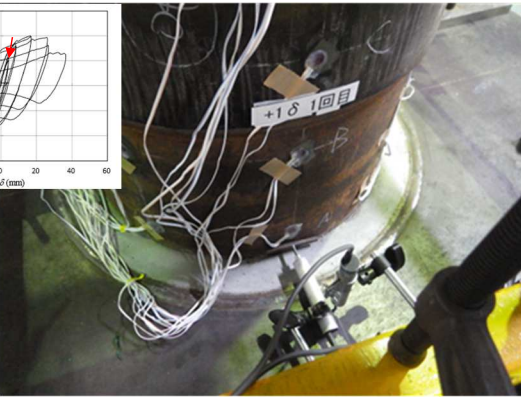
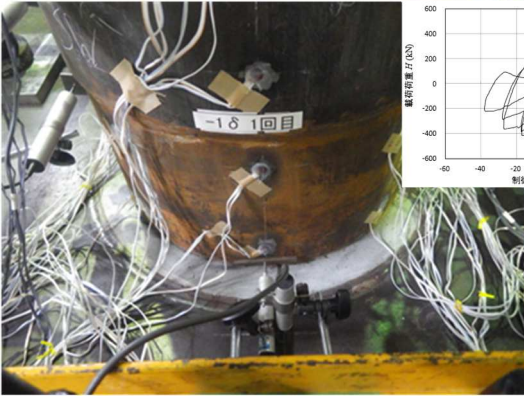
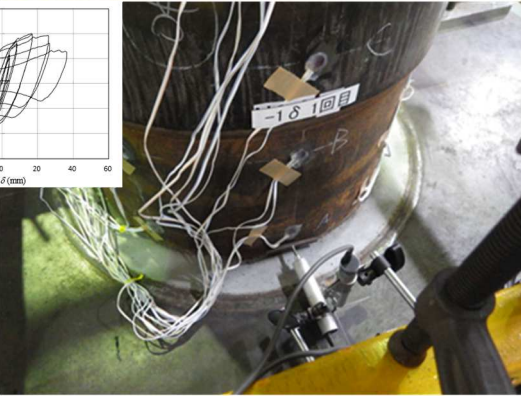
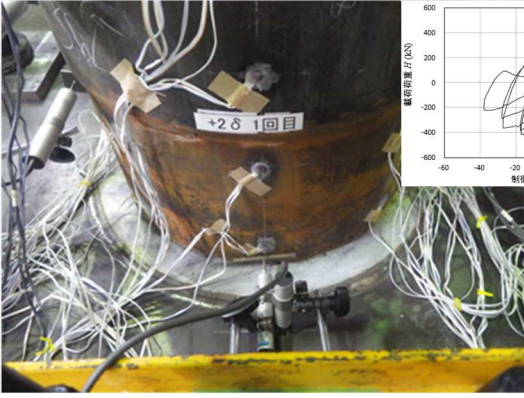
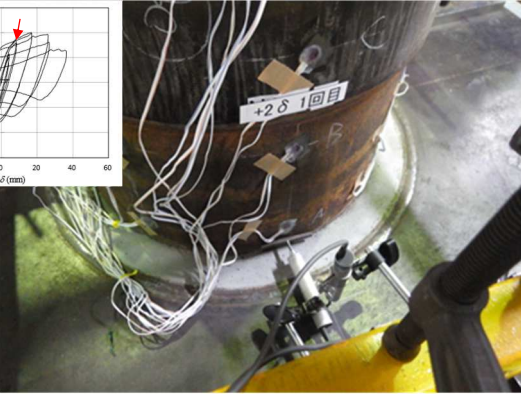
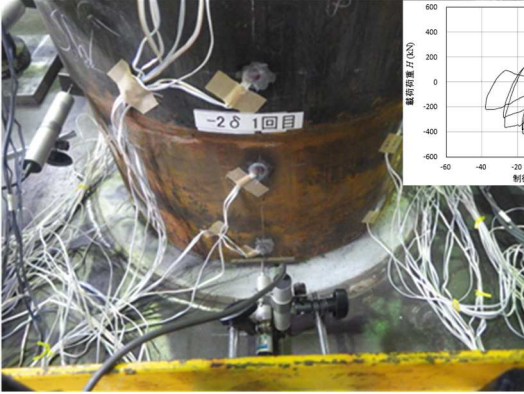
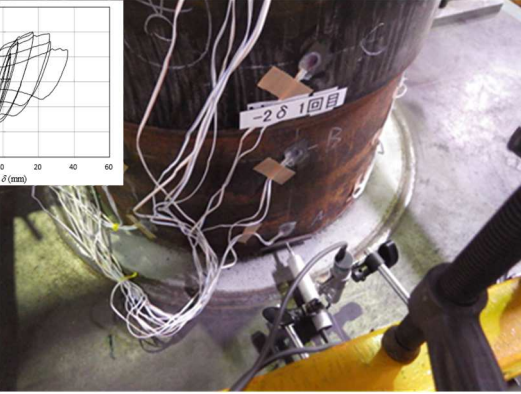


付録図 3.5 載荷荷重と制御変位の関係 (Case BA3)

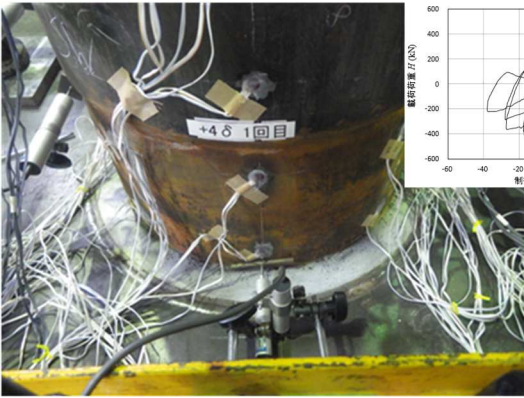
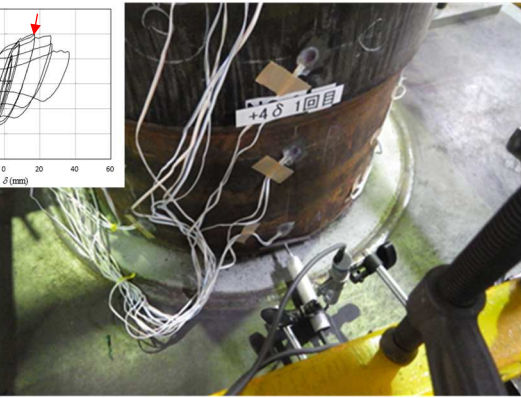
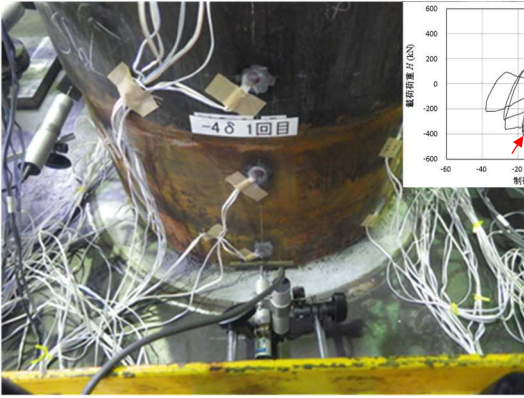
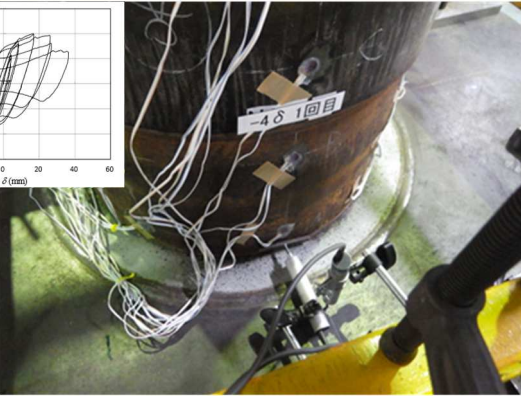
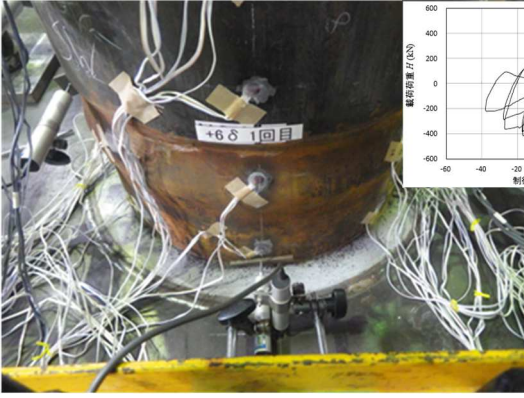
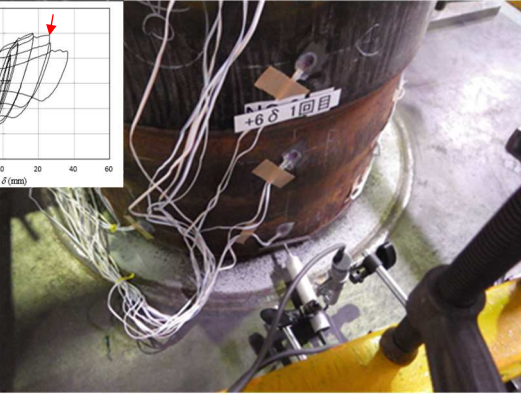
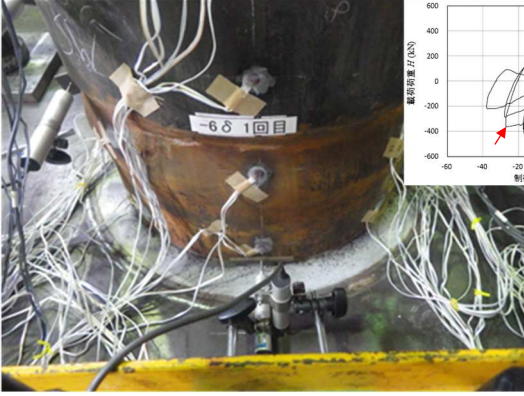
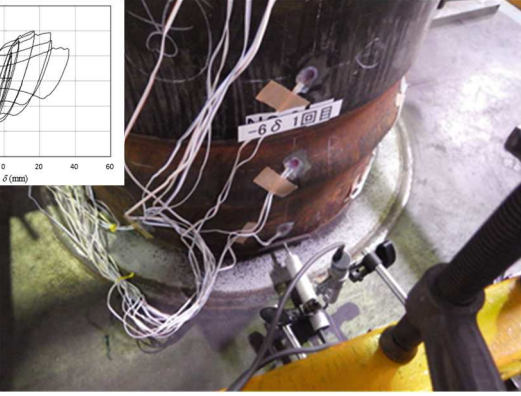


付録図 3.6 単調載荷に変換した基部曲げモーメントと変形角の関係 (Case BA3)

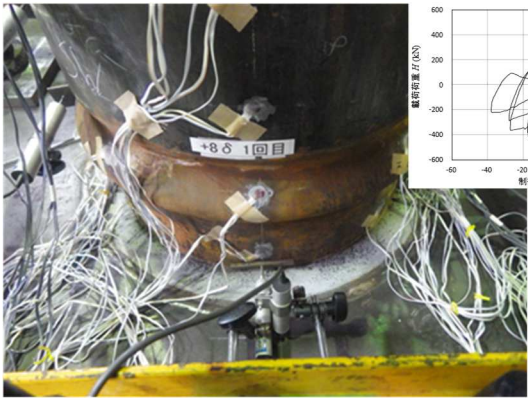
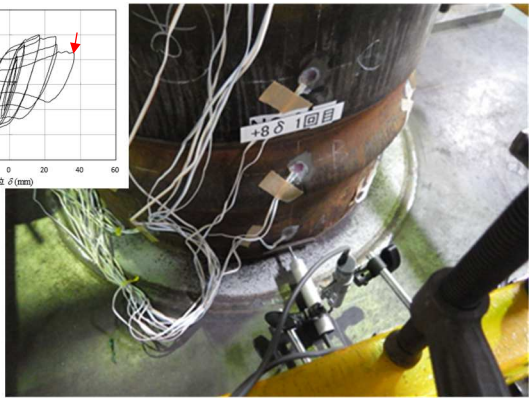
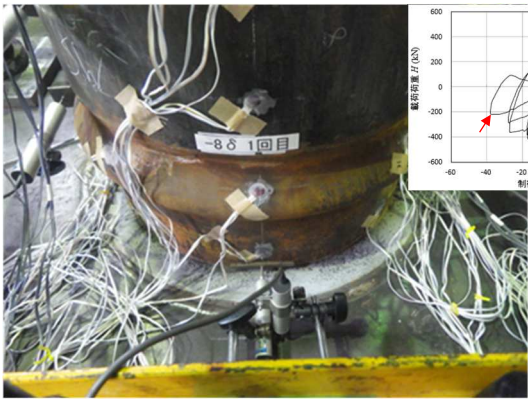
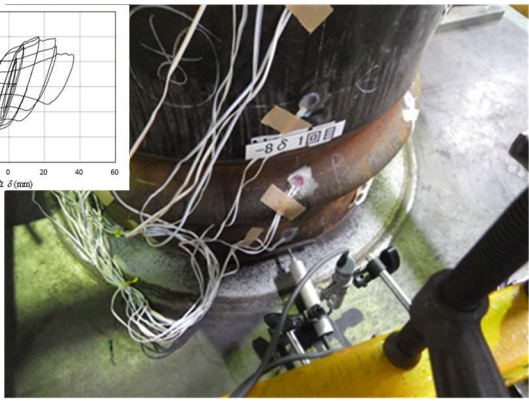
付録表 3.7 局部座屈と破断の発生状況 (Case BA3 : その 1)

変位	S側	N側
$+1\delta_p$		
$-1\delta_p$		
$+2\delta_p$		
$-2\delta_p$		

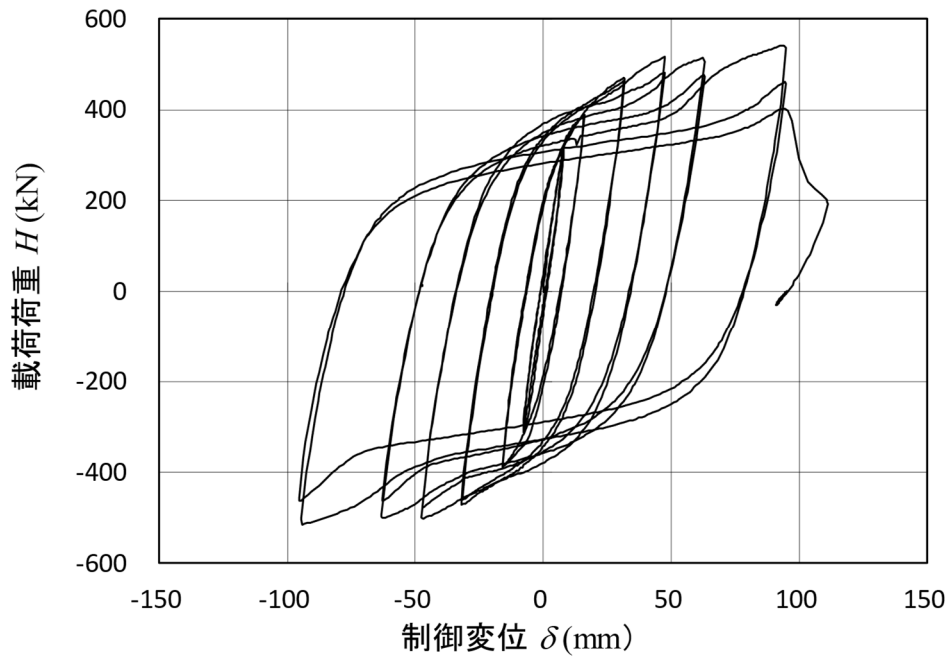
付録表 3.8 局部座屈と破断の発生状況 (Case BA3 : その 2)

変位	S側	N側
$+4\delta_p$		
$-4\delta_p$		
$+6\delta_p$		
$-6\delta_p$		

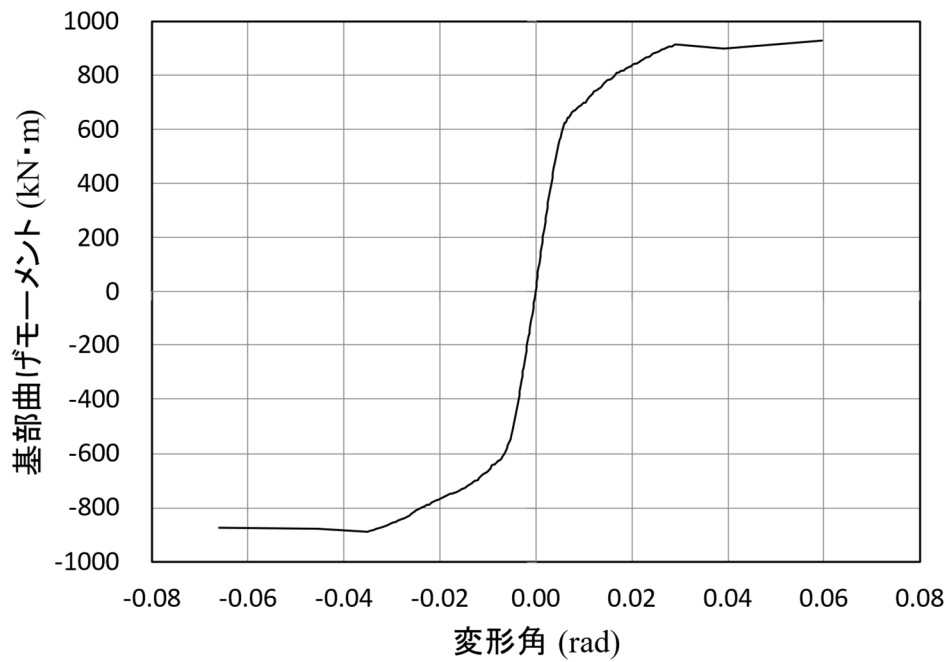
付録表 3.9 局部座屈と破断の発生状況 (Case BA3 : その 3)

変位	S側	N側
$+8\delta_p$		
$-8\delta_p$		

4. ずれ止め付きコンクリート充填鋼管部材の引張・曲げ実験

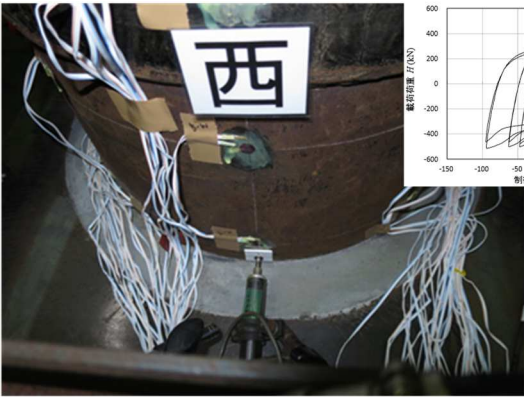
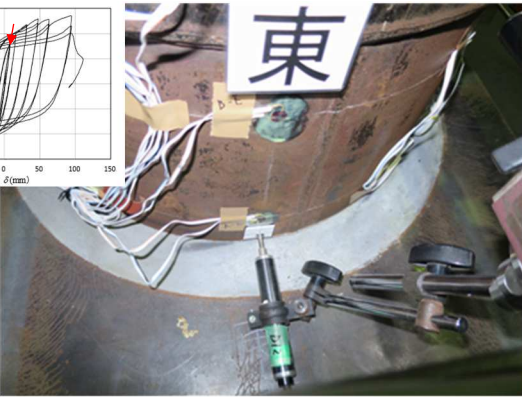
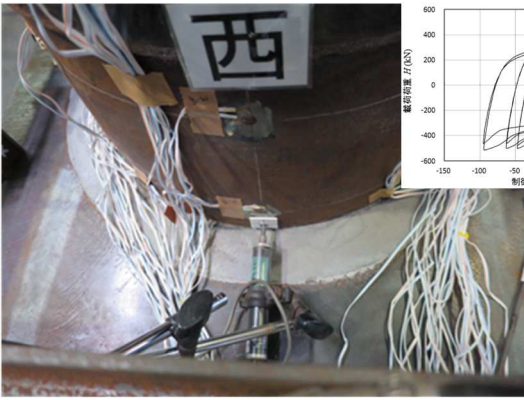
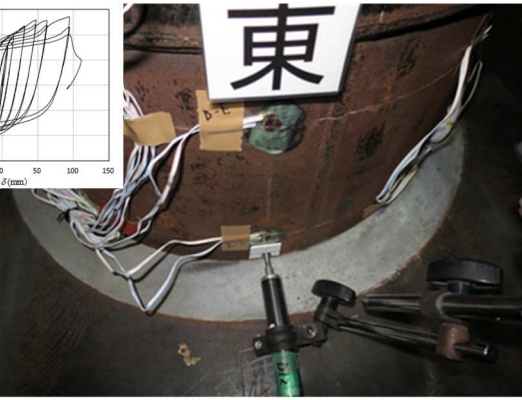
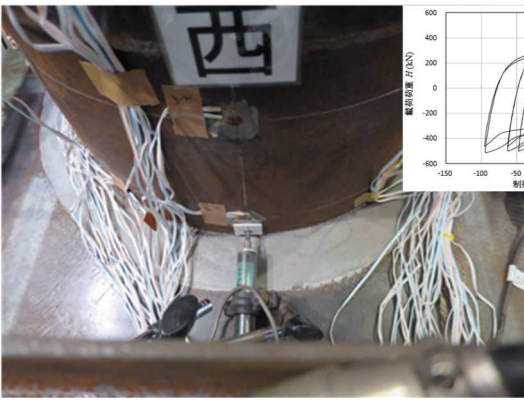
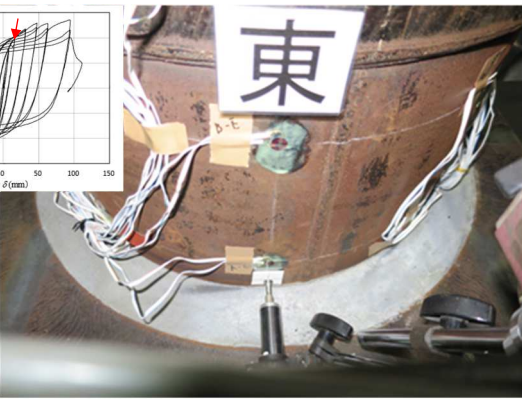
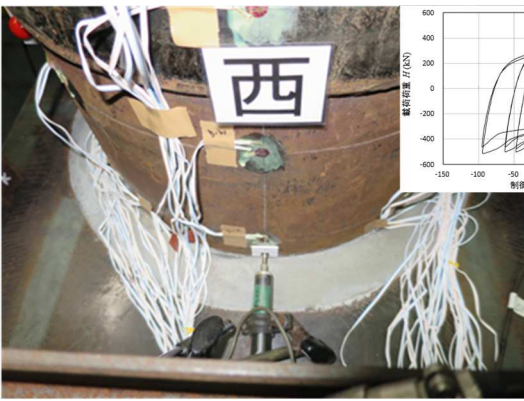
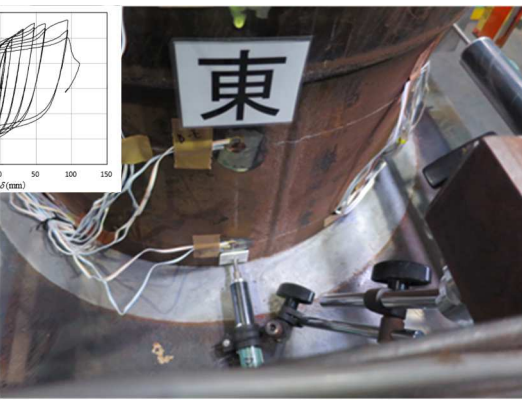


付録図 4.1 載荷荷重と制御変位の関係 (Case BB1)

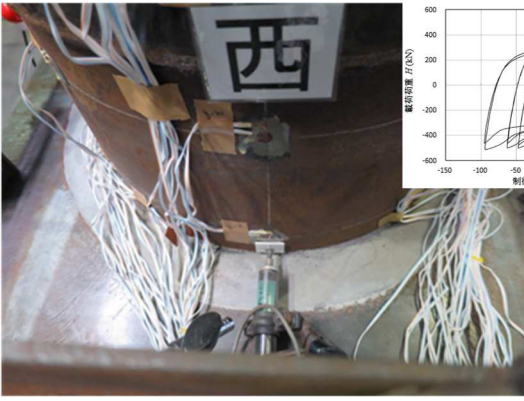
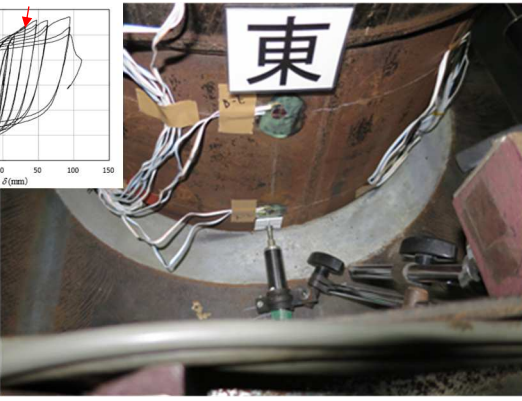
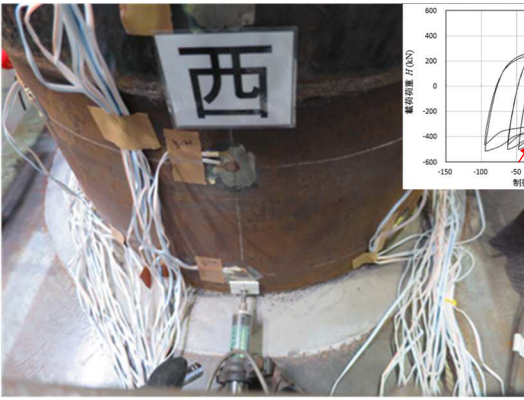
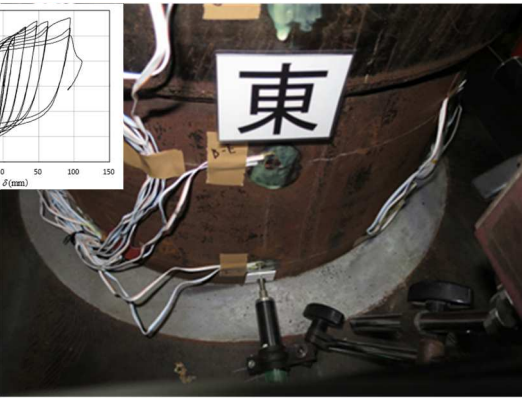
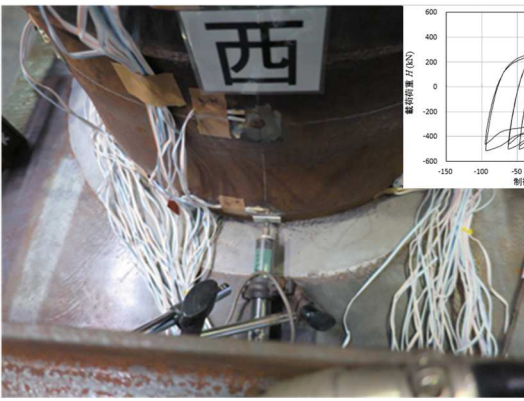
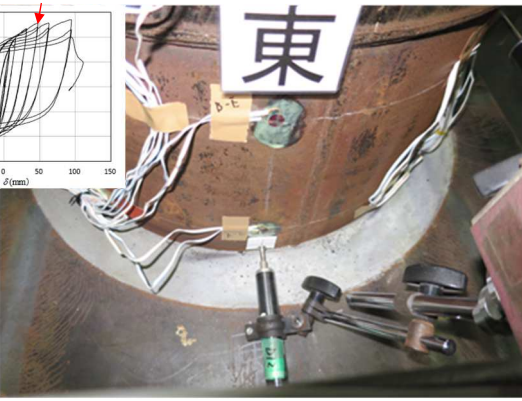
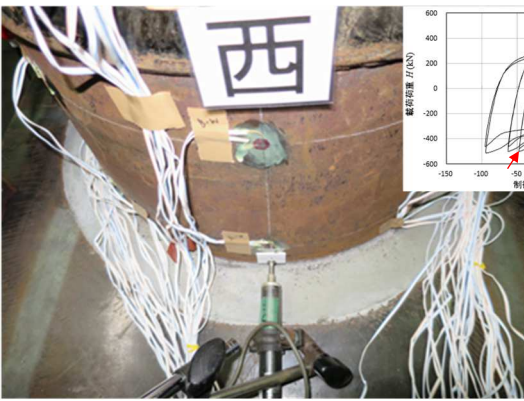
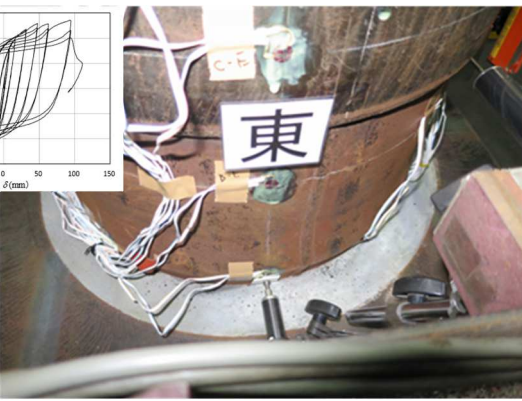


付録図 4.2 単調載荷に変換した基部曲げモーメントと変形角の関係 (Case BB1)

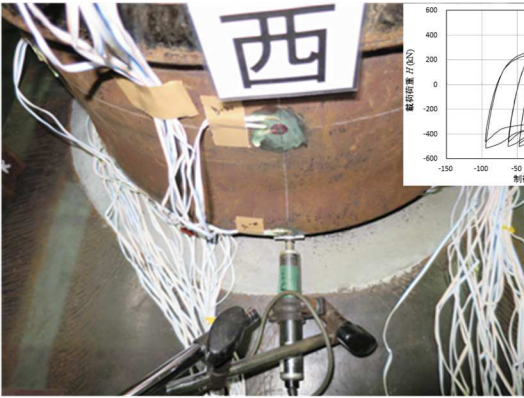
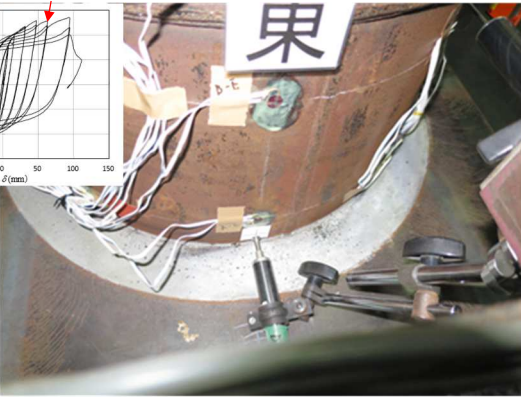
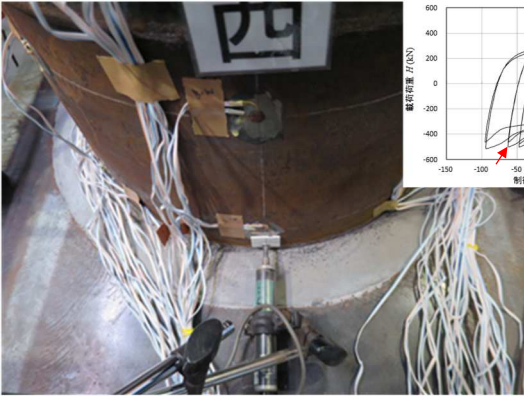
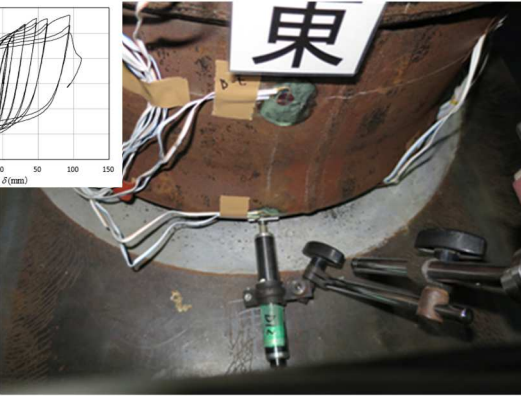
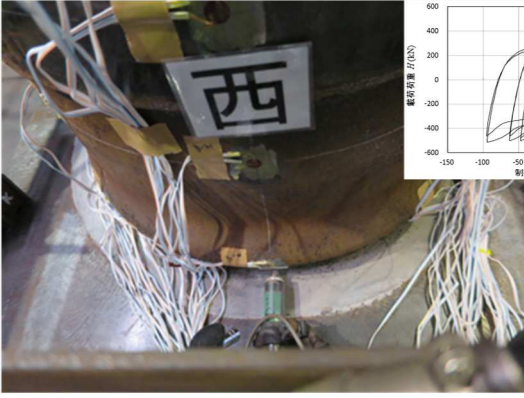
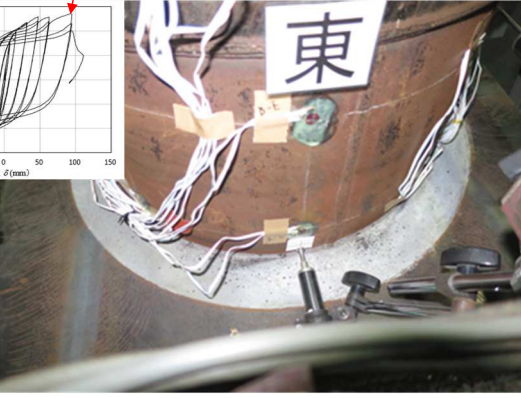
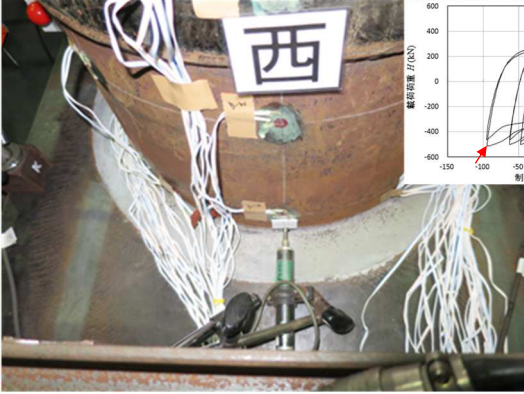
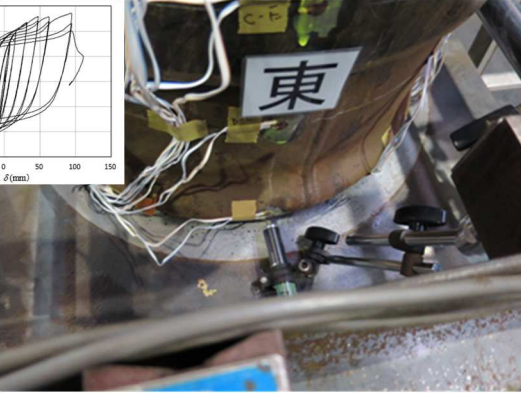
付録表 3.10 局部座屈と破断の発生状況 (Case BB1 : その 1)

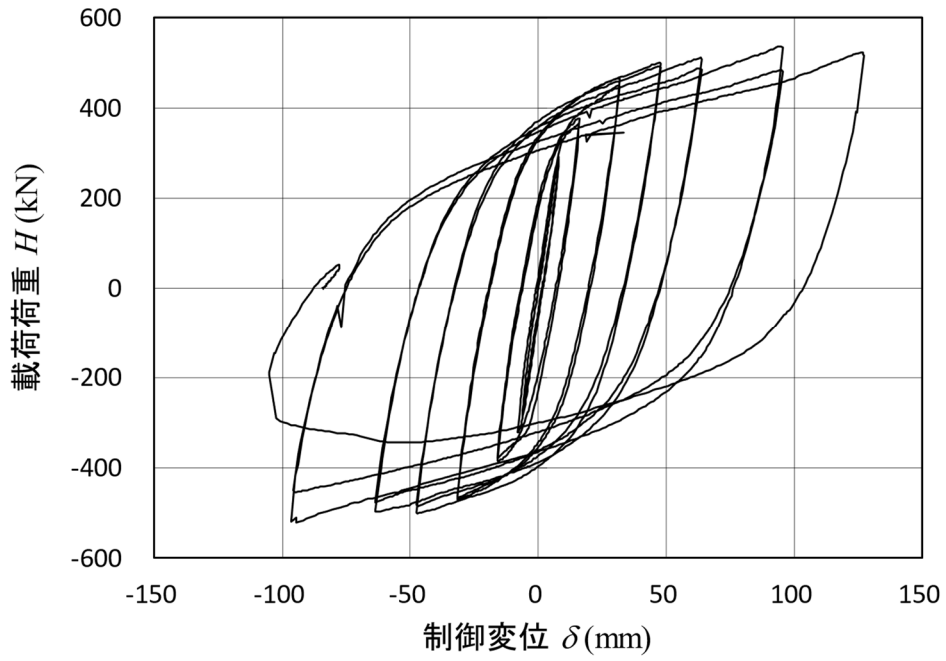
変位	W側	E側
$+1\delta_p$		
$-1\delta_p$		
$+2\delta_p$		
$-2\delta_p$		

付録表 3.11 局部座屈と破断の発生状況 (Case BB 1 : その 2)

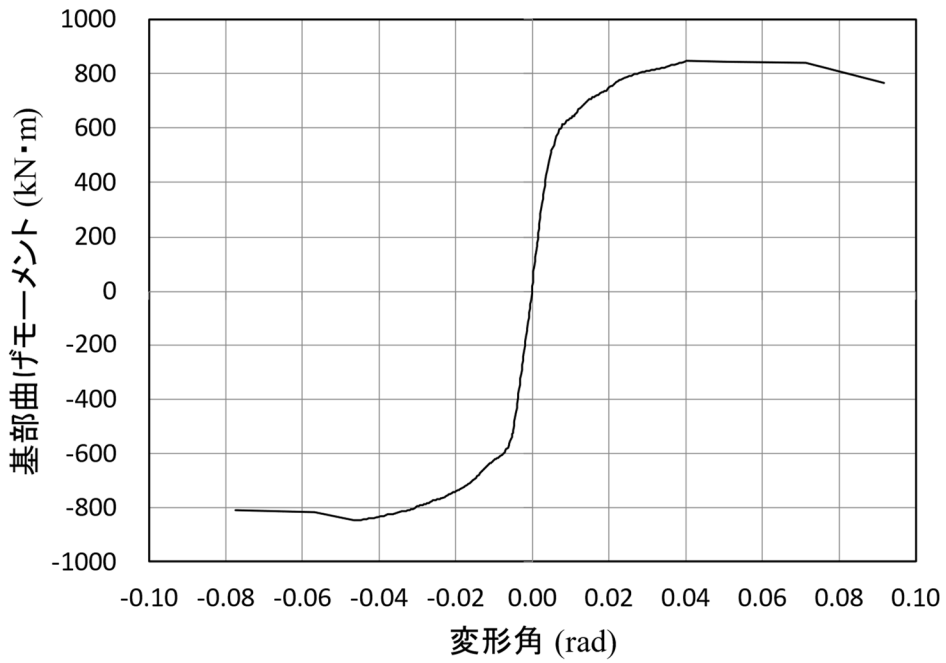
変位	W側	E側
$+4\delta_p$		
$-4\delta_p$		
$+6\delta_p$		
$-6\delta_p$		

付録表 3.12 局部座屈と破断の発生状況 (Case BB1 : その 3)

変位	W側	E側
+8 δ_p		
-8 δ_p		
+12 δ_p		
-12 δ_p		

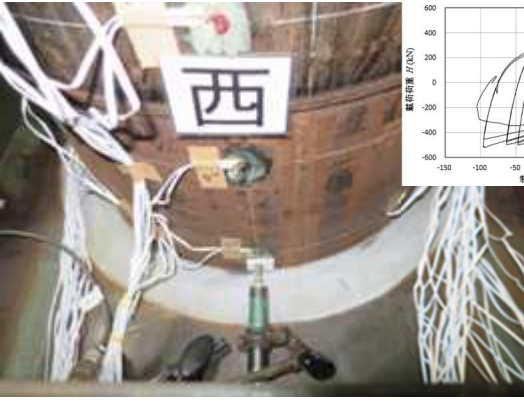
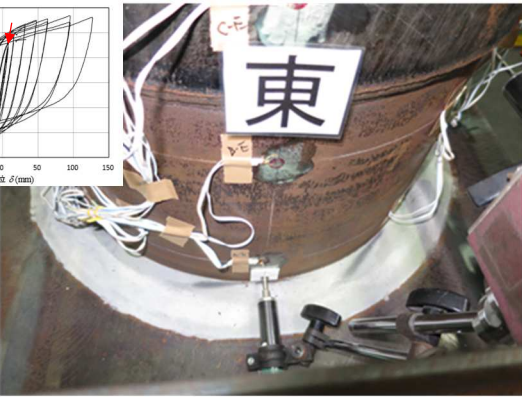
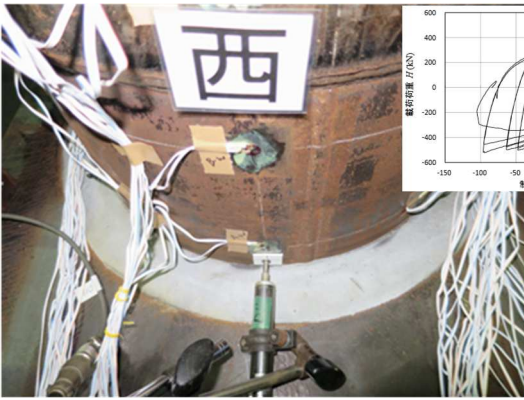
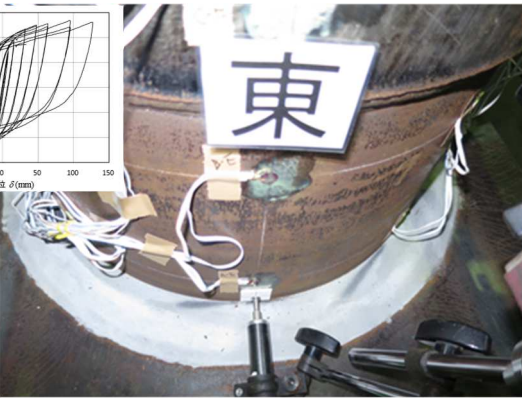
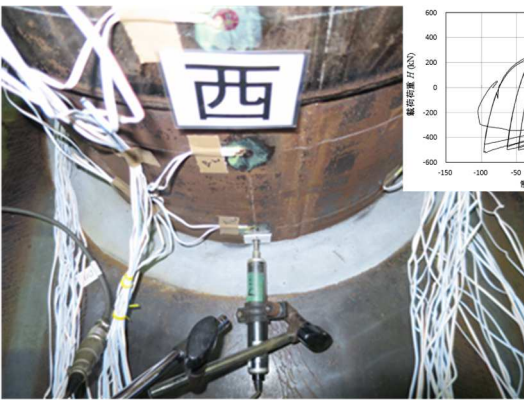
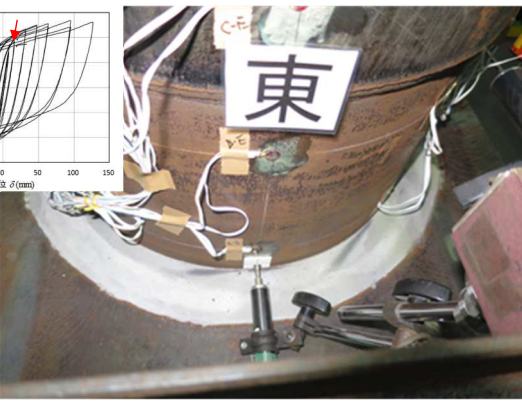

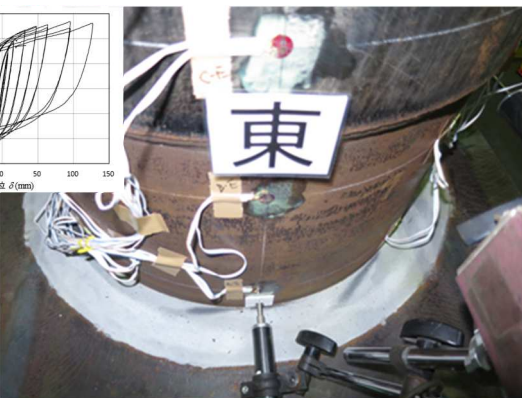


付録図 4.3 載荷荷重と制御変位の関係 (Case BB2)

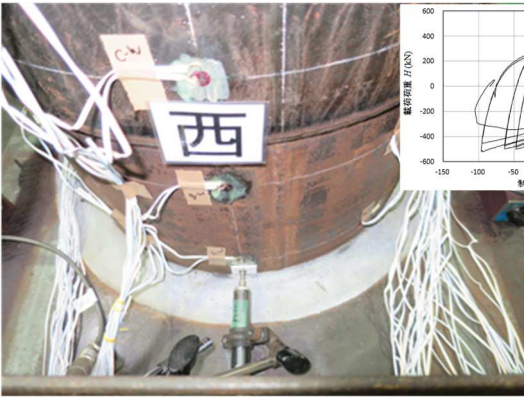
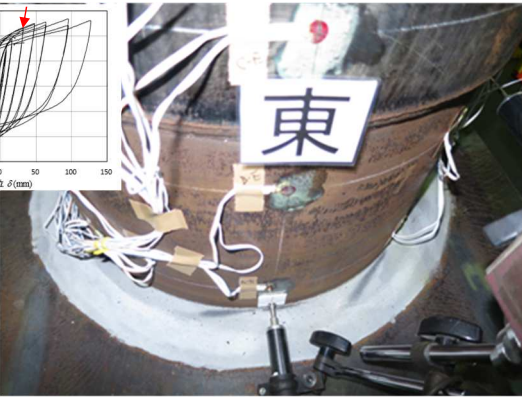
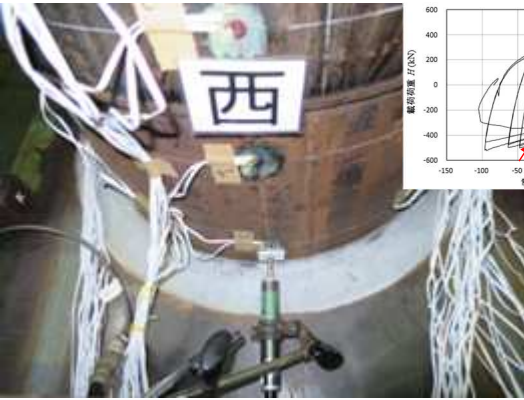
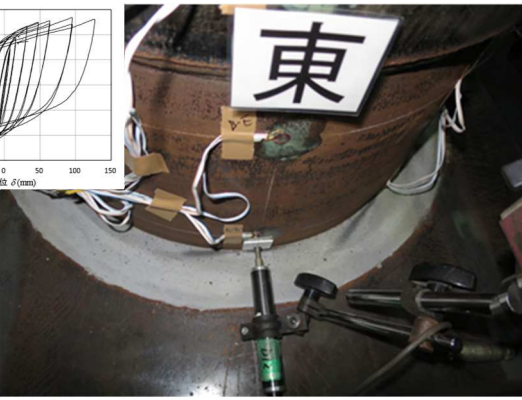
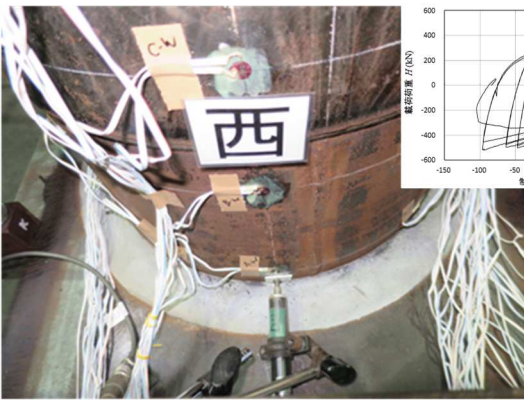
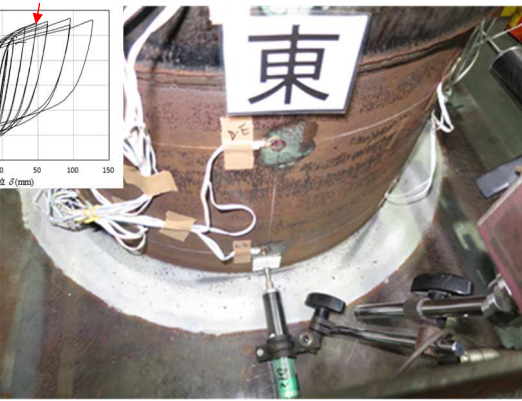
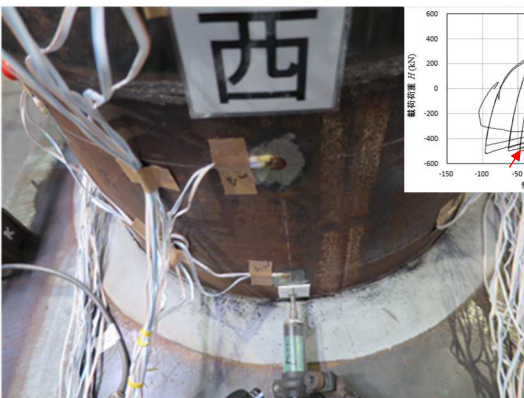
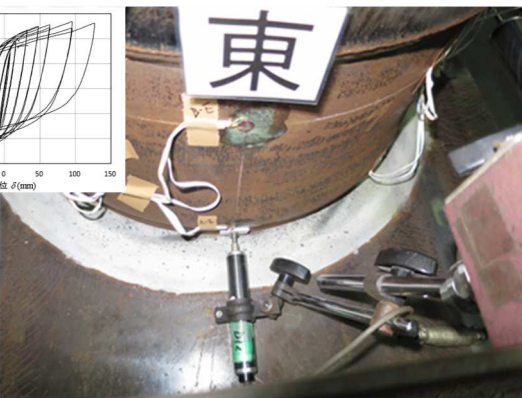


付録図 4.4 単調載荷に変換した基部曲げモーメントと変形角の関係 (Case BB2)

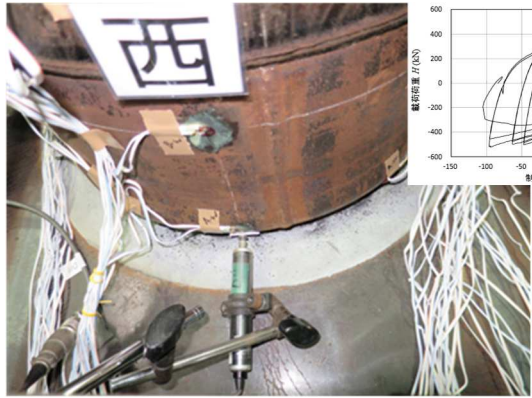
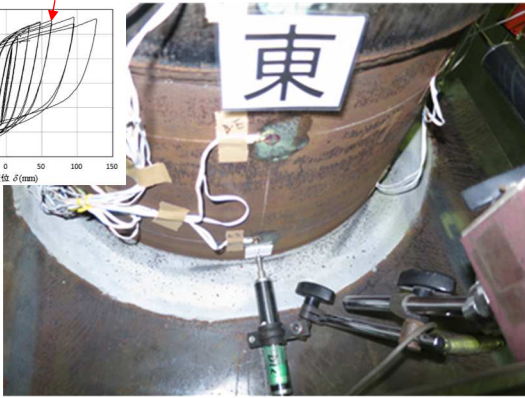
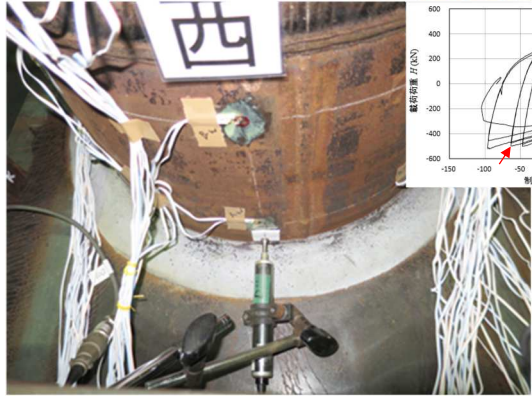
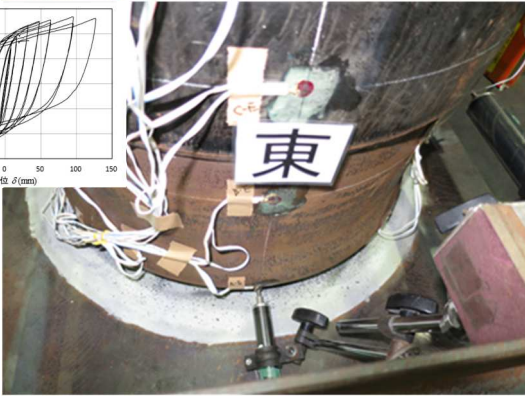

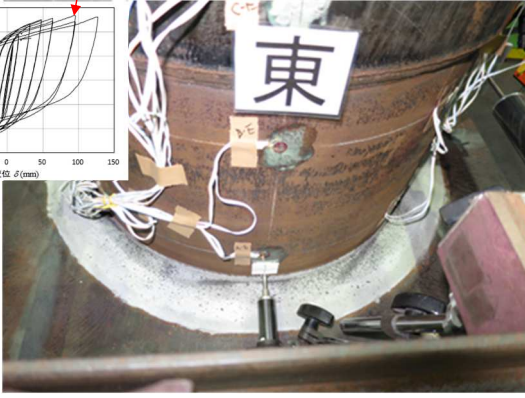
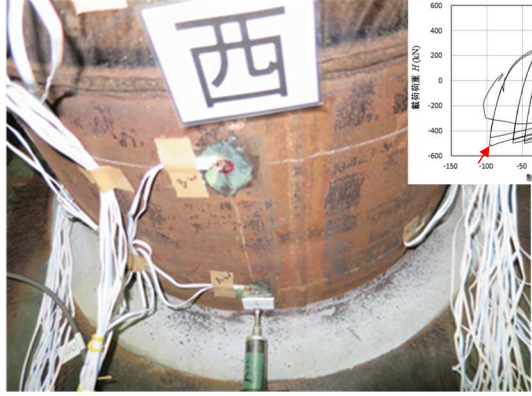
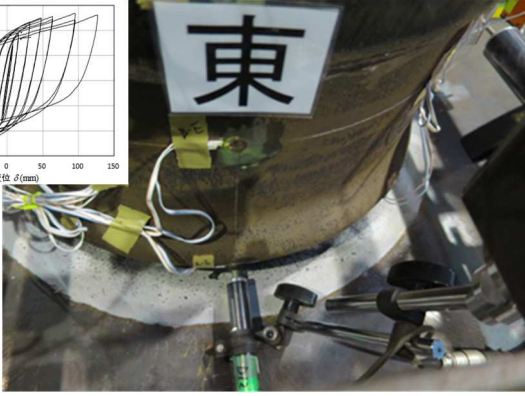
付録表 3.13 局部座屈と破断の発生状況 (Case BB2 : その1)

変位	W側	E側
$+1\delta_p$		
$-1\delta_p$		
$+2\delta_p$		
$-2\delta_p$		


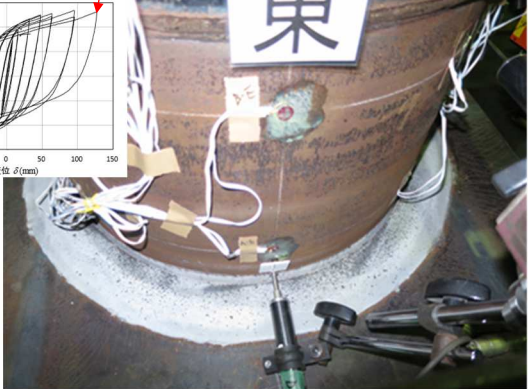
付録表 3.14 局部座屈と破断の発生状況 (Case BB2 : その 2)

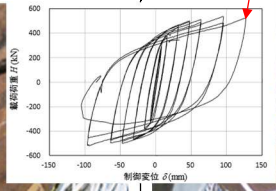
変位	W側	E側
$+4\delta_p$		
$-4\delta_p$		
$+6\delta_p$		
$-6\delta_p$		

付録表 3.15 局部座屈と破断の発生状況 (Case BB2 : その 3)

変位	W側	E側
+8 δ_p		
-8 δ_p		
+12 δ_p		
-12 δ_p		

付録表 3.16 局部座屈と破断の発生状況 (Case BB2 : その 4)

変位	W側	E側
+16 δ		



Advising Professor at Tohoku Univ.	Professor Kimura, Yoshihiro
Research Advisor at Tohoku Univ.	
Dissertation Committee Members Name marked with "○" is the Chief Examiner	<p data-bbox="523 376 928 412">○ <u>Prof. Kimura, Yoshihiro</u></p> <p data-bbox="523 430 928 465">1 <u>Prof. Maeda, Masaki</u></p> <p data-bbox="970 430 1401 465">2 <u>Asst. Prof. Ohno, Susumu</u></p> <p data-bbox="523 483 928 519">3 _____</p> <p data-bbox="970 483 1401 519">4 _____</p> <p data-bbox="523 537 928 573">5 _____</p> <p data-bbox="970 537 1401 573">6 _____</p>