

大規模地下函体における高軸力高強度
構真柱の構造システムに関する研究

2021年9月

岩田 眞

要 旨

都市部の発展に伴い、今後益々、土地の高度有効活用が求められ、既設の地上建造物直下の空間利用の要求が高まることが想定される。特に、交通の結節点としての駅利便性向上の観点から、既設駅ビルや駅高架橋の荷重を直接受ける地下駅の建設も見込まれる。このような条件下で建設される地下函体の構真柱においては、地上建造物の負荷のみならず、地下空間の有効活用のため、構真柱間隔も大きくなり、圧縮軸力が増大する。また、都市機能のレジリエンス向上の観点から、重要な都市インフラである地下駅函体の構真柱にも耐震性能が要求される。

本研究では、上記の要請に応えるため、中央新幹線地下駅を事例に、地下函体の設計実務のための、構真柱に関連する一連の構造システムを確立することを目的とし、地下函体の構真柱（充填コンクリート鋼管：CFT）について、以下の特性について、調査および評価を行う。

- a) 高軸力下での荷重変形性能
- b) 狭隘空間での CFT 鋼管建込における高精度および高速施工のため、溶接よりも優れている鋼管機械式継手の耐荷性能

また、RC 床版と CFT 構真柱の接合構造について、以下の特性について、調査および評価を行う。

- c) 構真柱間隔の長大化に伴い縦梁および床版鉄筋の輻輳を考慮した、CFT 柱と RC 床版の合理的な接合構造とその耐荷性能
- d) 高軸力下における上床版形状および CFT 構真柱との接合構造を考慮した、押抜きを含む CFT 柱と RC 上床版の接合部の耐荷性能

その他構真柱に関連する地下函体の設計課題に対応するために、以下の項目についても検討を行う。

- e) 構真柱の軸作用力に影響を与える、地下函体への各種荷重の合理的な設定
- f) 構真柱から影響を受ける床版断面力の実用的な算定方法

本研究の実施内容と得られた結論は以下の通りである。

- (1) 高軸力 CFT 柱の荷重変形性能について、過去の研究範囲を拡大した構造パラメータに対して、交番裁荷実験により既存の評価手法で実用的に安全側に評価できることを確認した。設定した構造パラメータは、厚肉断面（径厚比 30～40 程度）、高強度鋼管（SM570～H-SA700）、充填コンクリート（ $100\sim 160\text{N/mm}^2$ ）、高軸力（軸力比 0.6 程度）である。
- (2) CFT 鋼管（ $\phi 1500$, $t=30\text{ mm}$, SM570）の鋼管機械式継手について、CFT 構真柱としての使用状況を想定し、下記の影響下であっても、鋼管母材の全断面塑性荷重に先行し

て破壊しないことを要求性能として設定した。

- ①高応力下での機械式継手のねじ山形状等による局部応力による影響
- ②充填コンクリートの影響
- ③地震時の繰り返し交番条件の影響

既存の鋼管杭の継手を対象に、②③の性能について、縮小試験体による実験で十分な耐荷性能があること、①の性能に対しては、局部応力を低減する改良を加え、実寸の載荷試験にて十分な耐荷性能があることを確認した。

- (3) CFT 柱と RC 床版の接合として、CFT 柱区間の床版鉄筋を縦梁 2 段鉄筋との干渉回避のため、直接接合せずに CFT 側面で折り曲げ定着し、CFT 柱との付着によるせん断伝達のため、貫通鉄筋を有する孔あき鋼板ジベル (PBL) を設置する構造を提案した。なお、縦梁鉄筋は CFT 鋼管に設置した外ダイアフラムと接合する。この接合構造に対する荷重伝達機構を仮定し、実験にて各伝達要素の機能の検証および荷重分担率を調査した。さらに、3次元非線形 FEM モデルを構築し、実験結果との整合を検証した。
- (4) 接合部の耐荷性能を 3次元非線形 FEM により評価する手法として、以下の点を確認することを提案した。
 - ①荷重・変形の支配部材が隣接部材であること
 - ②所定の荷重においてコンクリートの材料損傷指標の限界値超過箇所が限定的であり、接合部内の鉄筋および鋼材が降伏していないこと、かつ荷重増加に伴う材料損傷の進展程度が軽微であること
 - ③所定の荷重における接合部の回転角差に剛性低下が生じていないこと
- (5) CFT 構真柱からの高軸力を受ける上床版の押抜きについて、3次元線形 FEM を用いて、縦梁や支圧部材などの形状が破壊線（照査断面の周長）に影響し、支圧部材の寸法の拡大に伴い補強鉄筋量を低減できることを確認した。また、上床版に CFT 柱を埋込む接合構造の地震時挙動について、3次元非線形 FEM で押抜き破壊が発生しないこと、支圧部材は地震水平力により損傷するものの、上床版の損傷に対する緩衝機能があることなどを確認した。さらに、解析による PBL の寄与度が過大評価となることが判明し、PBL に期待しない接合構造を再考し、3次元非線形 FEM で押抜きせん断に対する安全性、接合部としての所定の耐荷性能を有していることを確認した。
- (6) 地下函体への各種荷重の構真柱軸力への影響について、その影響度合いおよび安全余裕分の割増しの考え方を示した。
- (7) CFT 充填コンクリートのクリープが床版に与える影響として、鋼管による拘束効果などのクリープ緩和項目を含め、上床版の付加断面力への影響を定量的に明らかにした。
- (8) 構真柱の施工上、地上建造物の杭直下に地下函体の構真柱が配置できないため、地上建物の杭による集中荷重が構真柱間の床版に作用する。さらに、構真柱間隔も大きくなる場合、構真柱のある柱列帯とない柱間帯の応力分担の相違が大きくなる。これを「構造解析係数 γ_a 」として考慮する実用的な対応方法や補強鉄筋配置の範囲を提示した。

本研究によって、地下函体の設計実務に資する、構真柱を含む一連の構造システムを確立した。しかし、今後の地下函体の計画および設計において、CFT 構真柱の適用を拡大するためには、下記の課題に対する研究の深度化が望まれる。

- (1) 接合部の寸法等，設計の最適化および合理化のため，接合部の破壊を許容することを前提に；
 - (a) 損傷レベルを制御するために，接合部を破壊させる追加実験を実施し，破壊に至るまでの荷重変形特性，詳細な計測による荷重伝達要素の機能を把握する。
 - (b) 破壊に至るまでの，荷重伝達要素間の精度の高い荷重分担率の設定を行う。
 - (c) 接合部の破壊に至るまで，荷重変形特性を評価できる 3次元非線形 FEM モデルを構築する。
- (2) 構真柱との接合部付近の設備開口等，特殊な条件に対する接合構造の妥当性検証方法を確立することが必要である。
- (3) 本研究成果を取り入れた実構造物の建設後，CFT 構真柱の軸力や RC 床版の鉄筋ひずみ等，継続的なモニタリングを実施し，本研究の成果の有効性を実構造物で確認することが重要である。

A study on the structural system of high-strength column with high axial force
in large-scale underground box structures

Shin Iwata

With the development of urban areas, the highly efficient use of land is required, and the demand of using the space below existing ground structures is expected to increase in future. In particular, when convenience of a railway station that functions as a traffic node is highlighted, construction of underground stations directly under an existing station is also expected. In this case, the underground structure is subjected to loads from above existing station buildings and station viaducts. In addition, for more efficient use of the underground spaces, the columns of the box structure are usually spaced at a longer interval. Therefore, when a box structure of an underground station is constructed under those conditions, compressive axial force applied to the columns becomes greater, and thus, reasonable load capacity needs to be secured for the columns. Furthermore, from the perspectives of good resilience of urban infrastructure against earthquakes, the columns of the box structure of an underground station are also required to have seismic performance at a sufficient level.

In order to meet above requests, the purpose of this study is to establish a series of structural system with CFT (concrete-filled steel tube) columns, intended for practical designing of an underground box structure, with a Chuo-Shinkansen station taken as an example.

- The following features are investigated and evaluated for the CFT columns to be used:
 - a) Seismic performance under high compressive axial force
 - b) Load capacity of mechanical joints of CFT adopted for realizing significantly precise workmanship and rapid construction in confined spaces under existing ground facilities, compared to welded joints
- The following features are also studied to evaluate the performance of the integrated structure of the RC slab and the CFT column:
 - c) Appropriate connection form of the RC slab and the CFT column, considering the densely congested arrangement of re-bars in the longitudinal beam and in the slab due to the longer column intervals, and its evaluation of load capacity
 - d) Load capacity, including punching load capacity, of the integrated structure, taking into consideration the shape of the upper floor slab and the connection structure between the CFT column and the RC slab.

- In addition, the followings are also pursued to more profoundly understand the mutual interaction between the CFT columns and its surrounding structures:
 - e) Reasonable identification of the load application to the underground box structure that determines the properties of the CFT columns.
 - f) The practical calculation method to numerically evaluate the effect of the CFT columns on the cross-sectional force acting on the RC slabs.

The efforts made and the conclusions derived in this research are as follows.

- (1) The structural parameters of the CFT subjected to high compressive axial forces that we dealt with in this research (ratio of a diameter to a steel pipe thickness of 30 ~ 40, a steel pipe strength of SM570~H-SA700, a filled concrete strength of 100~160N/mm², and ratio of a compressive force to axial capacity of 0.6) lie beyond the range focused in our previous studies. Therefore, we needed to confirm the applicability of the existing evaluation method to figure out the load-deformation performance. As a result of the repeated cyclic loading experiments that we conducted to understand the seismic performance of CFT columns, the existing evaluation method was confirmed to be practically applicable to the range of the structural parameters that we targeted in this research.
- (2) We investigated the required performance of the mechanical joints of CFT steel pipes, assuming the joint would be used in the underground box structure. We determined that the mechanical joints must not reach fracture prior to the full section plasticization of the CFT steel pipe even under the following three conditions:
 - (a) Effect of local stress caused by a thread and gear shape of a mechanical joint
 - (b) Effect of filled concrete
 - (c) Effect of repeated cyclic loading during an earthquake

In the case of experiments conducted with a reduced-size specimen of a mechanical joint used for steel pipe piles, adequate load capacity was confirmed even under the conditions of above (b) and (c). Sufficient load capacity was also confirmed under the condition of (a), by conducting experiment with a full-scale specimen after a treatment to reduce a local stress concentration was given.
- (3) In order to avoid interference with the longitudinal beam re-bars that were arrayed in double layers, we proposed a connection structure between the RC slab and the CFT column in which the floor slab re-bars in lateral direction were not connected to the CFT steel pipe. In this connection structure, the longitudinal beam re-bars were connected to the CFT steel pipe through the outer diaphragm; however, the floor slab re-bars in lateral direction were bent downwards before the CFT surface to avoid

contact. In addition, a perforated steel plate girder (PBL) was installed to transmit shearing force between CFT column and the surrounding concrete. We built a 3D nonlinear FEM model with an assumed load transmission mechanism of this connection structure to investigate the function of each transmission element and the load sharing rate. The results numerically derived from the proposed model showed a fair agreement with the experiment results.

- (4) We proposed a method to evaluate the load bearing performance of the connection of the CFT column and the slab by a 3D nonlinear FEM. This method was worked out to confirm the followings:
 - (a) The members that dominantly affect the load and the deformation are adjacent members.
 - (b) Under a specific load, the damage of concrete is limited, and the reinforcing bars in the connection do not reach yielding. The progress degree of material damage with respect to increase in load is not significant.
 - (c) No reduction in rigidity due to no rotation angle difference generated between the CFT column axis and the slab axis under a specific load.
- (5) We investigated the punching characteristics of the upper floor slab that receives high axis force from the CFT columns by a 3D linear FEM. It was confirmed that the shape of the longitudinal beam and bearing member affected the punching failure line of the upper floor slab and that a larger bearing member size could reduce the amount of supplemental reinforcing bars. Then, by means of a 3D nonlinear FEM, we numerically simulated the seismic behavior of the connection structure of the CFT column and the upper floor slab where the CFT column end is embedded in the slab. It was confirmed that a punching failure did not take place and that the bearing member, although damaged by the horizontal seismic load, showed a buffering function to minimize the damage to the upper floor slab. Furthermore, as it was also found that the contribution of a PBL to withstanding the seismic load was overestimated in the simulation, we reconsidered the connection structure that did not rely on the PBL, whose safety and load bearing performance against the seismic load was confirmed by the nonlinear simulation.
- (6) The effects of various loads applying to the underground box on the axial force acting on the CFT columns were investigated. By using the results, the safety margin to be included in the design of the CFT columns was determined.
- (7) The effects of creep of CFT columns on the RC slab were studied. The additional cross-sectional force of the slab was quantitatively clarified taking into consideration such creep relaxation items as a sealing effect of a steel tube.

- (8) The position of the floor slab where the concentrating load of the ground building piles is applied may not always be directly above the CFT column alignment, but off the CFT column alignment due to more efficient workmanship of the CFT columns. Therefore, we investigated the cross-sectional force of the floor slab in above two cases by a 3D FEM and a 2D frame analysis. Then we proposed a method that determines each cross-sectional force of the floor slab generated in two different cases, considering the difference in share in the cross-section force by introducing a “structural analysis coefficient” derived from the numerical analysis. We also identified an area to reinforce the slab above the CFT column alignment.

Through this study, we have established a series of a structural system of CFT columns for practical design of an underground box structure.

The outstanding issues to be solved and the relevant future work to be accomplished for promoting the application of CFT columns are as follows.

- (1) To optimize the connection size under allowance of its fracture, it is desirable to:
 - (a) Carry out an additional experiment to fracture the connection to understand the load-deformation performance and the function of each load transmission of the connection by detailed measurements
 - (b) Determine an accurate load sharing ratio among the transmission elements until fracture of connection takes place
 - (c) Establish a precise nonlinear 3D FEM model to evaluate the load-deformation performance until fracture of the connection is reached.
- (2) In the underground box structure, an opening may be provided in the RC slab through which equipment is imported or exported in the future. For such specific cases as a large opening that is to be facilitated near the connection of the CFT column and the RC floor slab, it is desirable to establish a method for confirming the validity of the connection structure.
- (3) After an actual construction of a box structure with the proposed CFT columns in the future, it is significantly important to continuously monitoring such items as the axis force of the CFT columns and the strain of the RC slab to confirm the effectiveness of the achievements of this research.

目 次

はじめに

第 1 章 序論

1. 1	研究の背景	1-1
1. 2	研究の課題と必要性	1-3
1. 3	研究の目的	1-6
1. 4	本論文の構成	1-7

第 2 章 関連する既往の研究成果

2. 1	はじめに	2-1
2. 2	CFT の荷重変形性能に関する研究	2-2
2.2.1	建築分野における研究成果	2-2
2.2.2	鉄道分野における研究成果	2-4
2. 3	鋼管の機械式継手に関する研究	2-6
2. 4	鋼管柱と RC 梁および床版との接合構造に関する研究	2-8
2.4.1	接合構造の種類と分類	2-8
2.4.2	鋼管柱 (CFT を含む) と RC 部材との接合に関する施工 および研究事例	2-12
2.4.3	接合部の荷重伝達要素としてのずれ止めの施工および研究事例	2-13
2.4.4	本研究における着眼点	2-14
2. 5	異種部材接合部における耐荷性能の評価に関する研究	2-15
2. 6	RC 床部材の押抜き耐荷性能に関する研究	2-16
2. 7	第 2 章のまとめ	2-18

第 3 章 高軸力下での高強度 CFT 構真柱の荷重変形性能 (実験的検討)

3. 1	はじめに	3-1
3. 2	実験対象 CFT 構真柱の諸元設定	3-1
3. 3	交番載荷実験	3-5
3.3.1	実験の方法	3-5
3.3.2	損傷状況と荷重-変形関係	3-6
3.3.3	鉛直変位の推移 (鉛直支持限界)	3-14
3.3.4	鋼管ひずみの鉛直方向分布 (CFT 塑性ヒンジ範囲)	3-15
3.3.5	埋込み部鋼管ひずみの鉛直方向分布 (スラグ埋込み部からの鋼管拔出し)	3-16
3. 4	既往の評価法の適用性	3-19
3. 5	第 3 章のまとめ	3-29

第4章 高強度 CFT 鋼管の機械式継手構造と耐荷性能（実験・解析的検討）

4. 1	はじめに	4-1
4. 2	継手の要求性能	4-1
4. 3	継手の耐荷力実験	4-1
4.3.1	4点曲げ実験	4-2
4.3.2	交番載荷実験	4-10
4. 4	既往の鋼管継手の改良	4-16
4.4.1	改良案	4-16
4.4.2	解析による改良案の比較検討	4-17
4.4.3	改良継手の検証	4-23
4. 5	第4章のまとめ	4-26

第5章 構真柱間隔の長大化における CFT 構真柱と RC 床版の接合構造 と耐荷性能（実験・解析的検討）

5. 1	はじめに	5-1
5. 2	接合構造の提案と荷重伝達機構の考え方	5-2
5. 3	PBL 要素の耐荷実験	5-4
5.3.1	試験体の設定	5-4
5.3.2	試験方法	5-5
5.3.3	試験結果	5-8
5. 4	接合部縮小モデル耐荷実験	5-12
5.4.1	試験体の設定	5-12
5.4.2	試験方法	5-15
5.4.3	試験結果	5-16
5. 5	接合部荷重伝達要素の機能検証と荷重分担率	5-21
5.5.1	機能検証	5-21
5.5.2	荷重分担率	5-25
5. 6	3次元非線形 FEM を用いた接合部耐荷性能評価法の検証	5-30
5.6.1	3次元非線形 FEM モデル	5-31
5.6.2	境界条件および荷重条件	5-33
5.6.3	実験結果と FEM の比較検証	5-34
5.6.4	接合部耐荷性能の評価法	5-39
5. 7	第5章のまとめ	5-42

第6章 高軸力下での CFT 構真柱に支持される RC 上床版の接合構造 と押抜き耐荷性能（解析的検討）

6. 1	はじめに	6-1
6. 2	押抜きせん断の既往評価法の準用	6-1
6.2.1	押抜きせん断の評価方法	6-1

6.2.2	縦断方向梁を考慮した押抜きせん断破壊線の検討	6-3
6.2.3	鋼管の埋込み部の剛性による押抜きせん断破壊線への影響	6-5
6.2.4	縦断方向梁に付加する支圧部材幅の 押し抜きせん断破壊線への影響	6-7
6.3	押抜きせん断の3次元非線形 FEM による評価	6-11
6.3.1	3次元非線形 FEM シミュレーション	6-11
6.3.2	支圧部材の損傷抑制方法の評価	6-14
6.3.3	孔あき鋼板ジベル (PBL) 寄与度の評価	6-17
6.4	押抜きせん断破壊リスクを軽減する構造の提案と検証	6-22
6.4.1	改善提案した T 字構造の概要	6-22
6.4.2	改善提案した実物 T 字構造の3次元非線形 FEM	6-22
6.4.3	改善提案した実物 T 字構造の耐荷性能の評価	6-28
6.5	第6章のまとめ	6-33

第7章 構真柱と関連する地下函体の設計上の課題と対応

7.1	はじめに	7-1
7.2	構真柱に影響を与える地下函体荷重の設定	7-1
7.3	構真柱の影響範囲にある床版の断面力の算定	7-4
7.3.1	クリープによる構真柱の軸変形に伴う床版断面力の増加	7-4
7.3.2	柱列帯と柱間帯の3次元的な荷重分担の相違に起因する 床版断面力の増加	7-8
7.4	第7章のまとめ	7-16

第8章 結論

8.1	本研究の成果	8-1
8.2	今後の課題	8-3

おわりに

参考文献

付録

謝辞

はじめに

筆者は 1980 年，昭和 55 年から 41 年ほど鉄道の建設改良工事に携わってきたが，鉄道の建設改良工事を行うにあたっては，様々な制約のある中，空間を確保するために，設計と施工という技術の総力を挙げて臨んできたと言って良いのではないだろうか．他のインフラストラクチャーにおいても同様のことであると思うが，特に鉄道の場合，駅・停車場という結節点に，自動車，鉄道などの交通手段により，面的に展開する都市の人々が集中し分散していくため，集積度の高い点における空間確保が必要となり，知恵と工夫を凝らして取り組んできた．

ここでは，根岸線桜木町駅(初代横浜駅)の改良と東海道新幹線品川駅の新設を経験し，日本で最初の鉄道建設工事についての状況を調べたこともあるので，簡単に紹介したい．

1. 日本の鉄道建設工事の始まり

1869 年 12 月(明治 2 年 11 月)に明治政府が決めた日本で最初の鉄道敷設計画は，旧来からの封建的な思想を変革して全国の人心を統一することと，産業を振興して国の経済的発展を図ろうとするもので，東京～京都間の幹線鉄道と，東京～横浜間，琵琶湖近傍～敦賀間，京都～大阪～神戸間の支線を建設するというものであった．英国人技師のエドモンド・モレルの設計・管理のもと，最初の建設区間である東京～横浜間について，1870 年 3 月に東京芝刈汐留地区から測量が始まり，4 月には横浜側の野毛浦海からも開始された．また，同じく 4 月には汐留停車場（開業時には新橋停車場）の構内で，最初の地均しの工事が始まった．

しかしながら，当時は鉄道敷設そのものに対して無用の長物とする、あるいは時期尚早とする世論をはじめ，政府部内にも軍備を優先すべきなどの反対が多かった．さらに，当初は新橋～品川間は海岸沿いの市街地を通る計画であったが，高輪付近には政府内で鉄道建設に反対していた兵部省の軍用地や薩摩藩邸があつて，なかなか承認が得られず、測量もできないといった状態であった．このため，現在の汐留の地を出発すると，芝の浜の沖合の用地取得の必要のない遠浅の海の中に築堤を行い，その上を走ることを余儀なくされた．すると，今度は高輪あたりの海岸の漁民からの陳情が出るといったことであつたようだ．築堤は品川より先の線路敷のとなる八ツ山，御殿山の切土の土砂を用いて埋め立てた．八ツ山の手前に品川停車場が設けられ，その先はほぼ平坦な田園地帯を通り，多摩川には木橋を架設して渡り，川崎・鶴見にも停車場がおかれた．さらに神奈川停車場（現在の横浜駅の東京方付近）から先は再び海中に築堤して，野毛海岸に横浜停車場（現桜木町駅付近）が設置された．これは，神奈川停車場から開港地の横浜まで陸路によろうとすると，野毛浦の入江を大きく迂回しなければならなかったため，線路を直線的に敷設するため

に築堤が設計されたものである。埋め立てに利用する土砂は、横浜側は戸部伊勢山をまた、神奈川側は神奈川台地の西浦に当たる丘を切り崩した。東京の市街地と横浜の開港地に近づくために、海上に空間を確保するなど、当時の技術の総力を上げて路線を建設した。

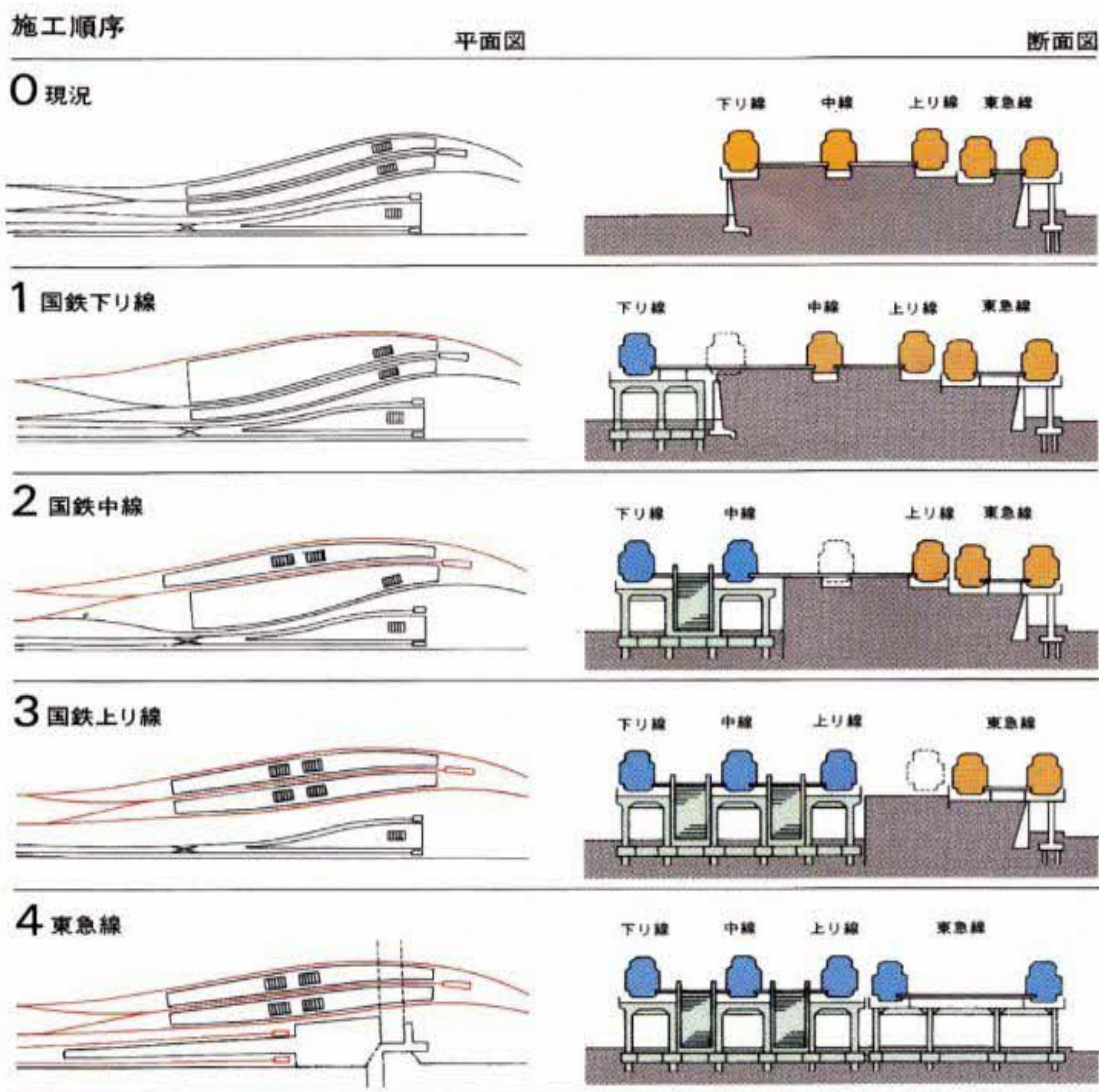
2. 桜木町駅の改良

現在のMM21地区にある桜木町駅は、わが国で初めて鉄道が開業した時の横浜駅である。海外に向けての開港地であった神奈川港が、東海道の宿場であった神奈川宿から湾をはさんで対岸の寒村であった横浜村に定められたため、東海道から離れた位置に、神奈川港（現横浜港）と居留地の近くに駅の位置は定められた。したがって、西に向かって建設が進んだ東海道本線との接続のために、当初は横浜駅でスイッチバックして、京都方面に向かっていった。しかしながら、東海道線の輸送量が伸びる中で、神奈川から保土ヶ谷方面への短絡線が建設され、西に向かう遠距離直通列車は、横浜駅不通過となった（1898年、明治31年）。横浜市民のための東海道線の駅、平沼駅が建設されたが（1901年、明治34年）、市街地から遠くて不便であったため、東海道本線がスイッチバック無しに通過できる位置まで横浜駅より本線を振って、横浜駅に向かう分岐点に二代目の横浜駅を移し、この時点で旧横浜駅は桜木町駅となった（1915年、大正4年）。旧横浜駅の広い構内は貨物扱いの東横浜駅となり、旧横浜駅である新桜木町駅は、旅客のみを扱う、東京駅からの電車線の終端駅となった。その後、横浜駅～桜木町駅間は、複線の盛土高架化が完成している（1918年、大正7年）。また、1964年、昭和39年に磯子まで延伸され、横浜・磯子間が根岸線として開業、1973年、昭和48年には大船まで開業している。

この盛土高架構造の横浜・桜木町駅間は、万里の長城といわれ、臨海部へのアクセスにとって、大きな壁となっていた。そこに、旧造船所の跡地と、東横浜駅の跡地（1979年、昭和54年に廃止）など臨海部の合計186haにおいて「みなとみらい21」開発が計画されたのに合わせて、桜木等駅の横浜方の盛土高架区間において、新しく2本の都市計画道路の立体交差と、この間約300mの高架橋への改築の工事が行われることとなった。なお、都市計画道路のうち1本は駅施設に直接支障したため、駅の位置は約80m横浜方へ移設されている。この「桜木町立体交差事業」の工事は、国鉄最後の1986年、昭和61年から開始された。

この改良工事は、駅より大船方の線形の制限、山側の東急東横線の盛土高架の制限もあり、線形が海側に15m振られることになったため、2面3線の盛土の駅を、1線ずつ海側に構築して切り替えることを基本に、ほぼ営業線直下の狭隘な空間での工事となった。この施工方法においては、現在線と新線のすりつけ区間において工事桁の架設による新構造物の施工が必要となるほか、新駅舎の入る高架橋部分についても、駅設備関係の工期を確保するために工事桁架設による先取り施工が必要であった。仮橋脚の施工にあたっては、

支障物が想定されたことから、まずは工事桁を盛土上の仮支承で受けて、海側の擁壁から、メッセル工法で線路直角方向に掘削し、メッセル坑内に仮橋脚を施工して受け替えて、その後メッセル間を掘削して、高架橋を完成させるという工法を採用した。

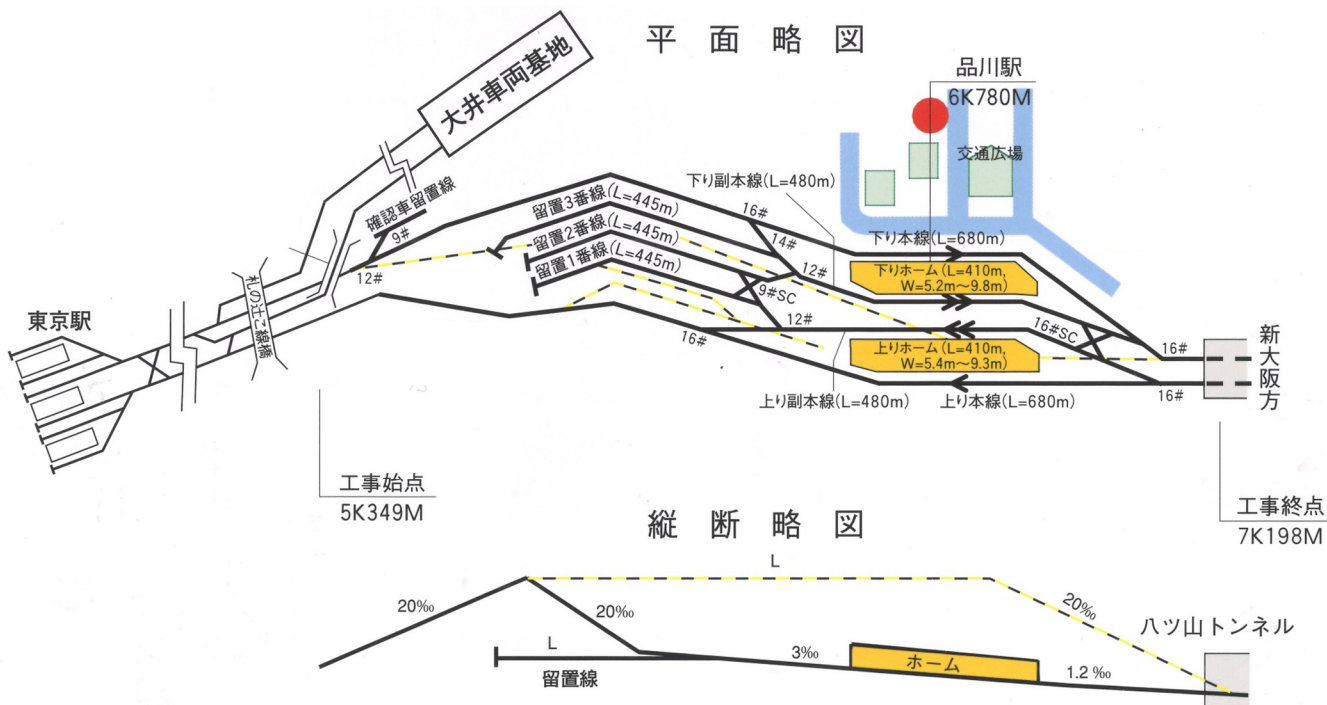


3. 東海道新幹線品川駅の建設

JR 発足以降、東海道新幹線の輸送量は、JR 発足以降の日本の経済成長を反映して大きく伸び、輸送力は飽和状態となっていた。品川駅新設は輸送力増強のほか、ダイヤの柔軟性・弾力性の確保、東京駅のサブターミナルとしての機能の確保などの効果を有し、設置について検討・調整が進められた。

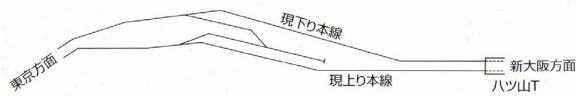
この工事は、起点方の大井回送線本線乗越し橋梁地点と終点方の八ツ山トンネル入り口地点が動かさないコントロールポイントとなり、この間の約 1.8 km に 2 面 4 線の新駅と

3 線の留置線を配置することとした。用地幅としては、駅部で 小限のホーム幅 2 面分を確保するため、幅員 36mが必要となった。また、縦断的には、停車場・電留線は縦断勾配として勾配 1000 分の 3 以下の平坦の区間が必要となり、現況の高架橋のままではこれを確保することができないことから、工事の起終点間にあった高架線路を地平に降ろすこととした。工事は、平面的には、本線を海側に振って、構築して戻すという順序となるが、特に終点方の切り替え地点である八ツ山トンネル付近では、縦断の変更を伴う、平面線形の変更であり、東海道新幹線の営業列車を一本たりとも運休させないために当夜の工事量を最小限とするため、あらかじめ工事桁を設置して工事桁の下で空間で路盤等を構築し、当夜に工事桁の撤去と軌きょうの敷設を行った。



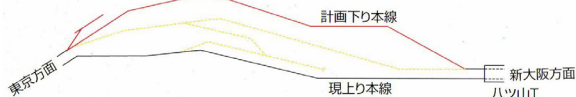
0 現況

下り線、上り線、ともに高架橋構造になっています。



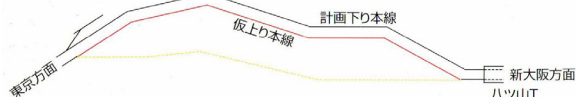
1 計画下り本線 (平成11年度予定)

現在の線路の海側に、計画下り本線を切り換えます。高架から地平への切換となります。



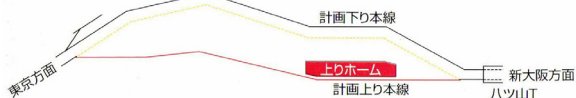
2 仮上り線 (平成12年度予定)

計画下り本線の山側に仮上り本線を切り換えます。切換終了後、現在の高架橋を撤去します。



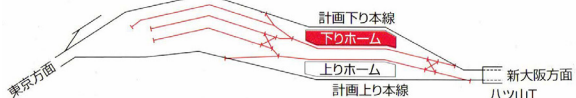
3 計画上り本線 (平成14年度予定)

仮上り本線から計画上り本線に切り換えます。並行し、上りホームを構築します。

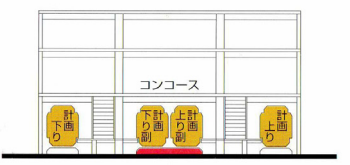
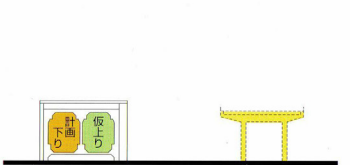


4 副本線、開業設備 (平成15年度予定)

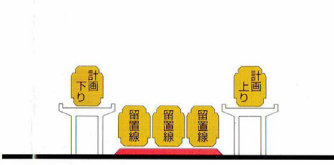
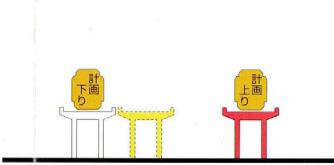
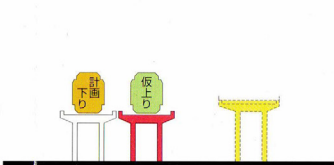
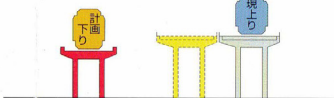
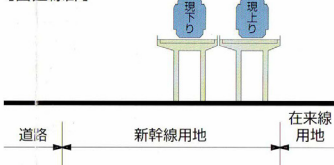
上下副本線及び下りホームを構築します。並行し、開業設備、留置線を構築します。



[駅部]



[留置線部]



4. 中央新幹線品川駅

中央新幹線の東京都ターミナルは、東海道新幹線との結節、在来鉄道との円滑な乗り継ぎ、および国際空港とのアクセスの利便性を確保することが可能で、できる限りJR東海の用地を活用できる東海道新幹線の既存駅付近に設置することが、駅位地選定の考え方となる。また、高度に市街化が進んでいる箇所での設置となるため、地下駅となる。これらの考え方により、東海道新幹線品川駅の地下で、南北方向に設置することとなった。なお、東京駅付近は、すでに高度に開発され、地下空間の利用が進んでいるため、駅空間の配置がそもそも困難であった。また、東海道新幹線改札内のコンコースは現状でも狭小で、中央新幹線のための連絡階段などの設備を設けることも困難であった。品川の東京都ターミナル駅を出ると、山梨実験線に接続する方向にルートをとることとなる。

東海道新幹線品川駅の直下に、日本の大動脈である東海道新幹線と品川駅の機能を損なわずに、運休させずに、中央新幹線の東京ターミナルを構築するという、設計と施工の総力を挙げて取り組む、大変困難な工事に挑むこととなった。

第1章 序論

1. 1 研究の背景

近年、道路および鉄道などの都市部でのインフラにおける、地下空間の高度利用の実績が多くなっている。

少し前では、主に既設道路直下到大江戸線、副都心線など、既設地下鉄に比べて比較的深いところを建設し、既設駅を地下で改良して新駅と併設している事例もある。

最近では、既設道路等の公共インフラ直下ではなく、長区間にわたる民地直下で大深度地下利用の認可による外郭環状高速道路の建設が行われている。さらに、中央新幹線においても首都圏および中京圏において、大深度地下利用の認可による高速鉄道の建設が開始されている。

これらの都市部地下インフラの施工は主にシールド工法、都市山岳工法、開削工法が採用されているが、変断面トンネルなど特殊な条件の場合は、切開き工法をはじめ各種非開削工法なども開発が進められている。

鉄道の新路線については、既設の駅位置に新線の駅を併設するのが鉄道システム全体としての機能を向上させる条件となることから、地下駅についてはアンダーピニング工法を併用した開削工法による複雑な施工となる。さらに、駅舎や既設線の乗降場を含む既設駅設備荷重を受ける構造とする必要性もある。例えば、中央新幹線の品川ターミナル駅の地下函体においては、既設駅ビルと新幹線ホームや軌道荷重をアンダーピニング工法で受替えながら、逆巻き開削工法で施工する計画である(図-1.1.1)。名古屋ターミナル駅の地下函体においても同様に、新幹線の駅高架橋や在来線の工事桁を受替えながら施工する計画となっている(図-1.1.2)。

また、今後は新駅だけでなく、土地の高度利用の観点からも既設地上設備(建築物、駅、高架橋等)の下に地下空間を構築する需要が見込まれ、地下構造物には既設地上設備の荷重を受ける構造とする必要性も見込まれる。

そうした中、地下函体において、既設地上設備の荷重を受ける連続壁および構真柱は重要な部材となる。特に構真柱については、既設建物の基礎等による設置位置の制限や地下空間の有効活用のために、柱間隔の長大化が余儀なくされ、高圧縮軸力が作用することとなる。また、昨今の大規模地震の発生における地下構造物への地震対策も求められ、高圧縮軸力下での耐震性能の確保も重要となる。さらに施工面では、既設建物直下の狭隘空間での施工となること、地下函体内のレイアウト(例えば、地下ホーム階など)上の精度確保も求められることとなる。

このような厳しい条件下での大規模地下函体構築の実現に向けて、本章においては、研究のテーマである高軸力高強度構真柱の設計および施工面で解決が必要な技術的課題と本

研究を推進する必要性について次項で述べる。

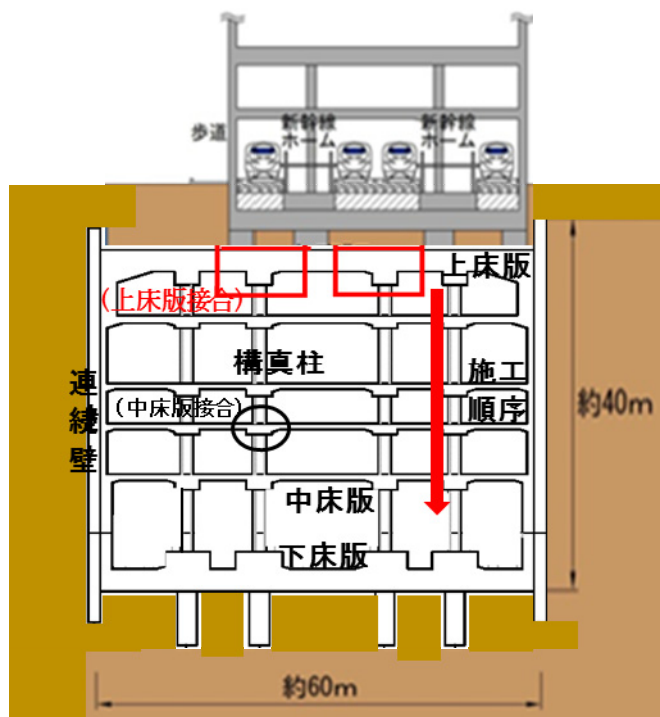


図-1.1.1 中央新幹線品川ターミナル駅概要図

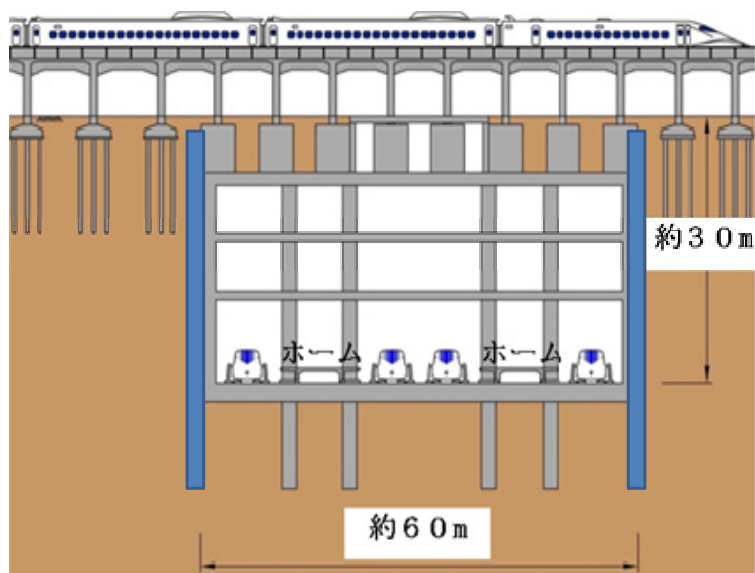


図-1.1.2 中央新幹線名古屋ターミナル駅概要図

1. 2 研究の課題と必要性

最初に、土地の高度利用の観点から1本あたり約70,000kNを超える既設地上設備の荷重を受け、また、地下空間の有効利用の観点から柱間隔の長大化を余儀なくされ、さらに狭隘箇所での施工を強いられる条件下で、地下函体主要部材である構真柱における研究の課題と必要性について述べる。

① まず、構真柱本体において、高圧縮軸力下での耐震設計を実施するため、水平荷重変形特性を設定しなければならない。高圧縮軸力下において優れた特性を有している構造部材にコンクリート充填鋼管（以下、CFTと呼ぶ）がある。これは、鋼管の中にコンクリートを充填することで、鋼管の座屈現象を抑制し、耐荷力および部材変形性能を向上させるものである。さらに、鋼管により充填コンクリートを拘束することで、コンクリートの破壊時の圧縮ひずみの向上も図れ、鋼材とコンクリートの欠点を互いに補完し合うというコンセプトで開発された。従来のRCおよび鋼管構造に比べて、本検討条件下においては優れた性能を発揮できるものとして、本研究の対象とする。CFTのこれら特性の評価については、建築を含む各機関で定式化されているが、本研究で対象としている地下函体の条件に適用できるか否かの判断が必要となる。

② さらに、既設地上設備の直下で施工するためには、開削工法でも一般的に逆巻き工法で施工を行うことになる。逆巻き工法では、構真柱の建込のための削孔⇒構真柱の建込⇒上床版の施工⇒既設地上設備の仮受替え（アンダーピニング工法）⇒（掘削⇔中層床版施工）⇒下床版施工⇒地上設備荷重本受替えの順で施工を行う（図-1.2.1）。その中で、構真柱建込については、既設地上設備直下の狭隘施工空間で行わなければならないため、構真柱を幾つにも分割して搬入し、建込時に接合する必要がある。溶接による接合の場合、図-1.1.1および図-1.1.2のような大規模な地下ターミナル駅では構真柱の本数が多くなるため、莫大な時間と労力を要すること、最下部のホーム階での施工精度確保が困難である。鋼管の機械式継手については、鋼管杭用として幾つか種類があるが、径や強度など本研究条件では適用外であり、またCFT構真柱接合用として適したものはない。そこで、幾つかの既存機械式継手の改良および耐荷性能再評価が必要であった。

次に、CFT構真柱と床版の接続における研究の課題と必要性を述べる。

③ まず、RC縦方向梁およびRC床版との接合構造として、CFT構真柱の高軸力および地震時を含む大きな曲げ偶力を伝達できるものとしなければならない。

一般に鉄道駅等の地下函体は、換気ダクト、電気配管等の設備との支障回避や各階層の空頭確保のため、横断方向に梁を設けず、構真柱と縦方向梁を接続し、各階層の床版荷重は縦方向梁を介して構真柱に伝達する構造となっている（図-1.2.2）。このように、構真柱（CFT）と縦方向梁（RC）の接合部は、床版荷重の伝達経路として重要であるため、CFT鋼管に設置した外ダイアフラムと梁主鉄筋を直接接続する構造とするのが一般的である。しかし、先に述べた縦方向の構真柱間隔の長大化に伴い、縦方向梁の主鉄筋も多段配筋と

なる傾向にあり、床版鉄筋（主鉄筋は横断方向）と競合することに伴い、CFT 構真柱と RC 床版鉄筋を非接続とせざるを得ないケースも出てくる（図-1.2.3）。

一方で、RC 床版と CFT 構真柱との接合については、接続すべきか、非接続でも良いのか、統一的な見解はないのが実情である。また、地下函体の縦断方向の剛性が大きいため、特に耐震設計における水平荷重に対しては、剛性の小さい横断方向の 2 次元断面での検討が主流であり、CFT 構真柱と RC 床版との接合構造による影響を把握することは重要である。

そこで、外ダイアフラムを介した縦方向梁鉄筋の CFT 鋼管への直接接続、横断方向床版鉄筋の CFT 鋼管への非接続および CFT の囲み鉄筋内への折り曲げ定着を基本とし、CFT 鋼管とコンクリートのせん断伝達要素として、従来のスタットジベル等より優れている孔あき鋼板ジベル（PBL）を用いた構造を提案検討した（図-1.2.4）。特に、PBL をこの様な CFT 構真柱と RC 梁および床部材との接合に採用した実績はなく、それを含む各荷重伝達要素がどの程度機能するのか検証することが必要となった。

④ 上床版においては、CFT 構真柱からの大きな軸力による押抜きせん断破壊の可能性が特に大きく、現実的な構造となるよう上床版の形状や構真柱と床版の接合方法を適切に考慮した評価をすることが課題となる。

次に、地下函体の設計において、構真柱と関連する技術的課題について、研究の必要性を述べる。

⑤ まず、構真柱の作用軸方向力に影響を与える地下函体への各種荷重の設定であるが、構真柱に作用する軸力を算定するに当たり、地下函体に作用する揚圧力（地下水位の変動）、リバウンド、地震時の地盤水平変位など、上載荷重以外の荷重も含めて、その感度を分析し、これら荷重の設定が妥当であるかを判断する必要がある。

⑥ また、構真柱の影響を受ける床版の断面力算定では、a) 高圧縮力の持続的作用による CFT 充填コンクリートのクリープによる構真柱の軸変形に伴う床版断面力の増加、b) 柱間隔の長大化に伴い顕著化する、構真柱を含む函体横断面と構真柱間の函体横断面の荷重分担の相違に起因する、3 次元的な床版断面力の増加が考えられる。これら断面力増加量の実用的な算定方法の確立も必要である。

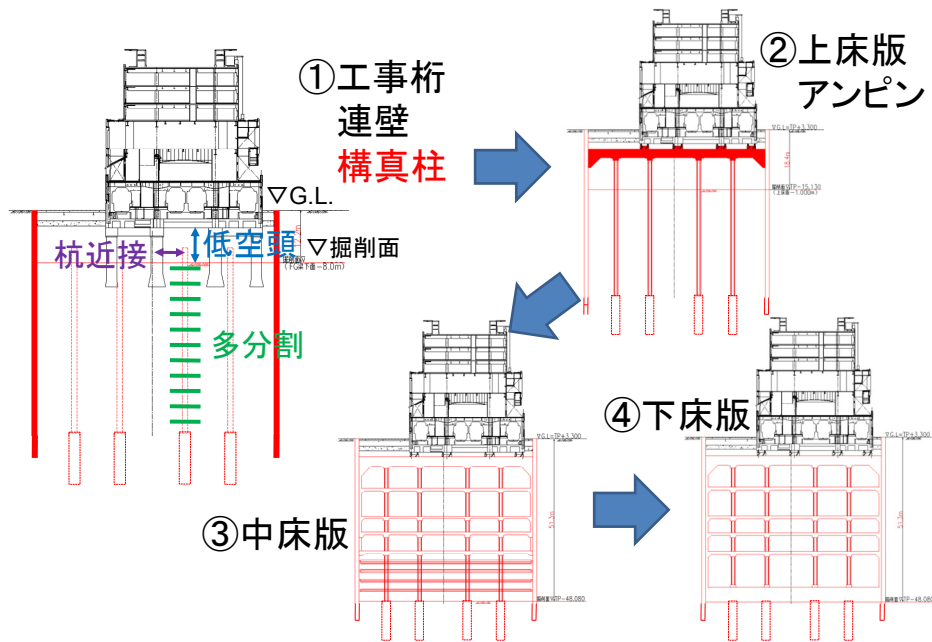


図-1.2.1 逆巻き工法による地下函体の施工順序

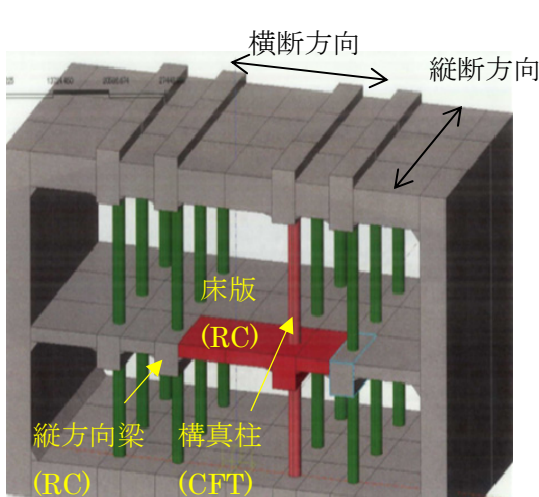


図-1.2.2 地下函体 (立体図)

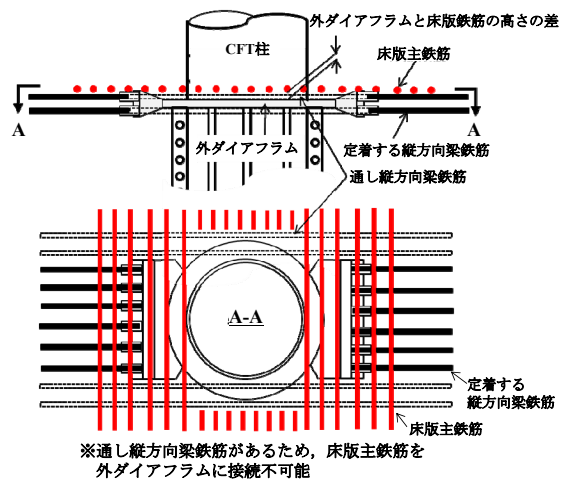


図-1.2.3 縦方向梁鉄筋と床版鉄筋の競合

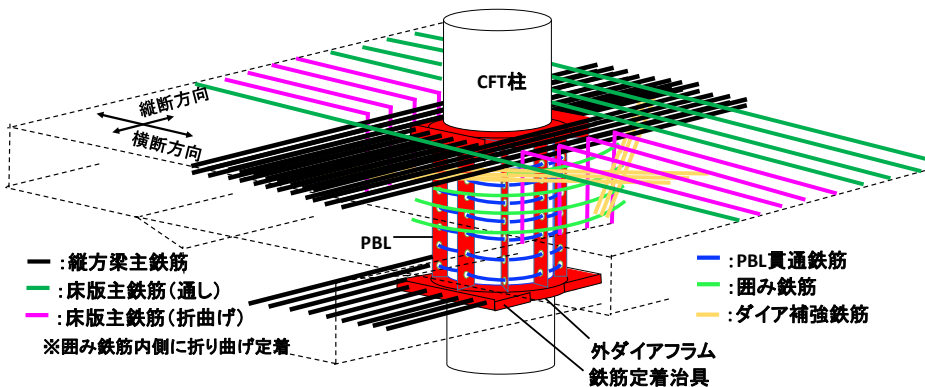


図-1.2.4 CFT 構真柱と RC 梁および床版の接合構造

1. 3 本研究の目的

高軸力高強度構真柱の大規模地下函体における設計の基本方針としては、地震などの大きな水平荷重が作用した場合の損傷を、剛域で設定している部材接合部に隣接する部材に特定し、その部材の荷重変形性能を発揮させて、構造全体の安定性を保持することとしている。これを踏まえ、1. 2の研究の課題と必要性を整理してみると、以下の4点となる。

- ① 構造全体の安定性に寄与する、剛域の隣接部材としてのCFT柱は、高軸力下でも所要の荷重変形性能を発揮できるのか。また、所要の性能を発揮するための構造諸元はどのようなものなのか。
- ② CFT鋼管に設けられる機械式継手は①の要求性能を満たす上で、十分な耐荷力を保有しているのか。
- ③ 接合部の構造が剛域としての十分な耐荷力および剛性を有しているのか。
- ④ ③に同じく、剛域の前提条件として、上床版との接合部で、高軸力下のCFT構真柱が上床版を押抜く事象は発生しないか。

また、構真柱に関連する課題であり、大規模地下函体設計にあたり研究の必要なものは、以下の2点である。

- ⑤ 構真柱軸方向力に影響を与える各種荷重の適切な設定。
- ⑥ 構真柱の関連する床版の増加断面力の適切な算定。

大規模地下函体の設計で必要となる、構真柱に関連する検討項目は以上述べたとおりであるが、図-1.1.1 および図-1.1.2 に示したような地上建物等と一体となった大規模な鉄道の地下駅函体の構築実績はない。鉄道構造物の設計では、性能照査型設計で限界状態設計法を用い、地下函体においても地震時の地盤変位、周辺地盤と地下函体の相互作用を考慮してレベル2地震の耐震設計を行う。一方で、建築物では高層ビルの地下階函体の設計実績はあるものの、耐震設計では地盤変位や地盤と地下構造物との相互作用を考慮したものではなく、震度法による設計法となっている。さらに、地震レベルも鉄道の方がより大きな地震レベルを考慮することとなっている点で異なる。

このように、設計法の異なる建築物の基礎構造となる高軸力下の大規模地下函体の場合も含め、既存地上設備荷重を受ける大規模地下駅函体の実現に向け、これまで述べた構真柱に関連する検討項目を扱う研究にあたり、これら項目のどれが欠けても、その実現は不可能である。

このことから、本研究では建設予定の中央新幹線地下駅を事例に、上記の技術課題を解決し、大規模地下函体の設計のための高軸力高強度構真柱に関連する一連の構造システムおよび評価方法を確立することを目的とする。

これら研究の成果は鉄道地下駅に限らず、今後の都市部の高度な土地有効活用の一環として、地下空間の構築にも役立つものと考えている。

1. 4 本論文の構成

1. 3の目的を踏まえ、各章の構成を下の通りとした。

第1章では既設地上設備を支持する地下駅函体構築の実現に向け、高軸力下での構真柱に関連する技術的課題と研究の必要性について整理したうえで、中央新幹線地下駅を事例に、構真柱に関連する一連の構造システムの確立を目指すという本研究の目的を述べる。

第2章では関連する既往の研究内容および既存の各機関の技術基準内容を整理し、地下函体の構真柱および床版との接合構造に関する概括的な状況について述べる。

第3章では高軸力下での高強度 CFT 構真柱の荷重変形特性を把握し、既往の評価法の適用性について検討するために、縮小モデルによる交番載荷実験を実施したことを述べる。モデルは、事例で最も高軸力でせん断スパンも大きな柱部材を抽出した。また、所定の性能が発揮できない場合に備え、一層の高強度化、鋼管厚肉化を図ったモデルでも実施した。

第4章では高強度 CFT 鋼管の機械式継手構造の確立に向けて、継手の要求性能および既存の鋼管杭継手構造の得失を整理し、これらを改良した構造について実験および解析により性能検証を行った結果を述べる。ここでは、事例で用いる耐荷力の一番大きな CFT 鋼管を対象とした。

第5章では構真柱間隔の長大化における CFT 構真柱と RC 床版との接合構造の確立に向けて、各荷重伝達要素の機能効果の観点から構造ディテールを整理し、接合部の要素実験および構造体の縮小モデル実験および解析により耐荷性能を評価した結果を述べる。モデルは事例から、接合部寸法が小さく、地震時作用曲げモーメントの大きな箇所を抽出した。

第6章では高軸力下での CFT 構真柱に支持される RC 上床版の合理的な形状の確立に向けて、押抜き耐荷力における上床版形状の影響および構真柱と床版の接合方法を考慮して、解析的に評価した結果を述べる。ここでは、事例において、地震時の軸方向圧縮力、地震時の水平方向力、常時の軸方向圧縮力がそれぞれ最大となる箇所を対象とした。

第7章では地下函体の設計実務で解決が必要な構真柱と関連する技術課題として、地下函体への各種荷重の設定の妥当性判断、CFT 充填コンクリートのクリープおよび地下函体の3次元的な影響を考慮した床版断面力の実用的な算定方法について述べる。

第8章では本研究「大規模地下函体における高軸力高強度構真柱の構造システムに関する研究」の結論と今後の課題を示す。

各章の関連を図に示すと、図-1.4.1の通りとなる。

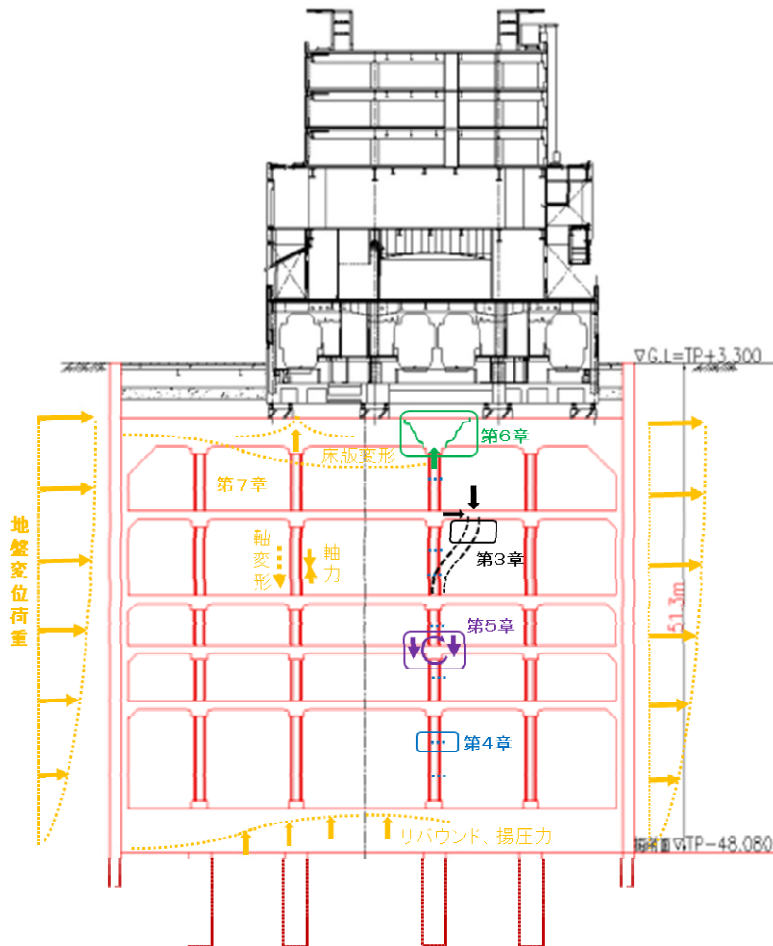
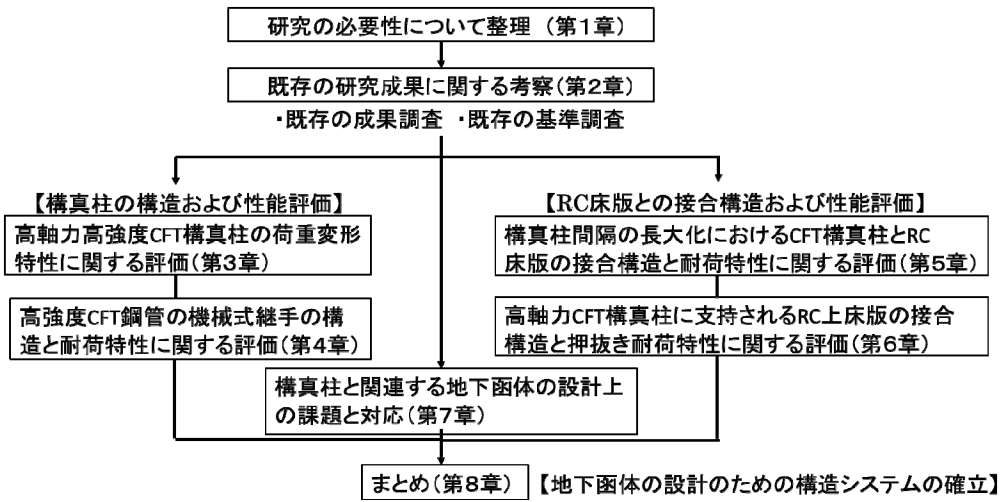


図-1.4.1 本研究における各章の関連

第2章 関連する既往の研究成果

2.1 はじめに

前章で述べた通り，土地の高度利用の観点から，既設地上設備（建築物，駅，高架橋等）の下に地下空間を構築するための構造計画および設計に対して，高圧縮軸力下における構真柱の構造およびRC部材との接合構造，それら部材の評価を一体として実施することが重要である．その際，狭隘空間での施工性にも配慮することは，コストおよび工期縮減において重要な検討項目となる．

本章ではCFTの耐震性能評価法，鋼管の継手構造，CFTとRC部材の接合構造および耐荷力の評価法，RC梁およびRCスラブの押抜き耐荷力評価法に関する既往の研究内容および既存の建築，道路，鉄道等の各機関の技術基準内容を整理し，地下函体の構真柱および床版との接合構造に関する概括的な状況について述べ，以降の詳細な調査・分析を行っていくにあたっての着眼点を整理していく．

2. 2 CFTの荷重変形性能に関する研究

2.2.1 建築分野に関する研究成果

CFTの耐震設計における重要な要素となる荷重変形性能については、主に建築分野、鉄道分野で研究が進められてきた。

建築分野においては、CFTの変形性能評価式や特性のモデル化、構造諸元における制限値を見極めるため、主に実験による研究が進められてきた^{1)~4)}。本研究項目である高軸力に着目して、これら研究における43体の試験体の構造諸元の範囲を軸力比別に整理した(図-2.2.1)。これら分布の特徴は以下の通りである。

- 軸力比の最大は0.8弱(文献4は断面径が100mm程度と小径のため、文献4を除く)。ただし、軸力比は文献^{1)~4)}の値を鉄道構造物の耐震設計標準⁵⁾の値に換算した。
- 径厚比は30~80(文献4を除くと最大は70程度)とかなり広範囲に分布。
- せん断スパン比は3~12であり、長柱がかなり含まれる。ただし、軸力比0.6を超える試験体はせん断スパン比3~5程度。

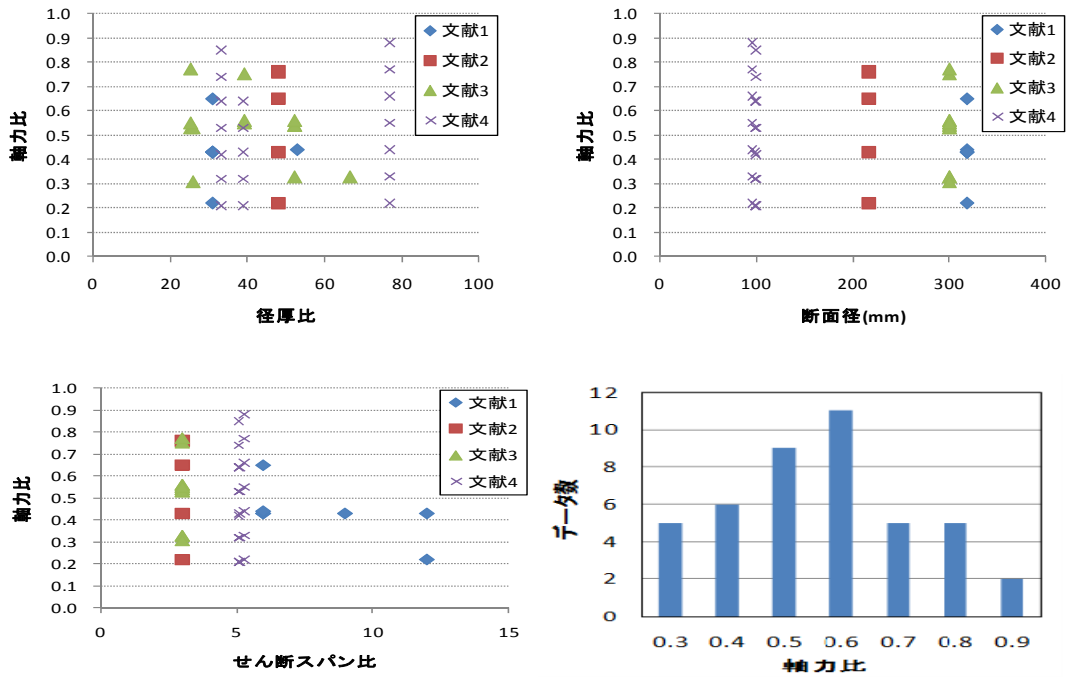
また、これらの研究では正負交番載荷実験を実施しているが、各ステップでの載荷繰返し回数は、1回が11体、4回が19体、記載の無いものが13体である。

さらに、これらの研究における実験結果に対して、文献5)に示す、最大耐力(M_m)、最大耐力時の部材角(θ_m)の算定方法による値との比較を行った(図-2.2.2~3)ただし、算定式における軸力比の適用範囲は超えているものの、そのまま文献5)を適用できるものとして計算した。また、実験での接合部詳細が不明のため、計算値は鋼管の抜け出しを考慮していない。最大耐力については、計算値が実験値を過大評価することは少ないため、文献5)の方法で算定できる可能性がある。一方、最大荷重時の部材変形角は全体として算定精度は高くなく、定性的に、軸力比0.7程度から過大評価が顕著となる。部材変形角について、過小評価する原因としては、鋼管の抜け出しを考慮していないこと、過大評価の原因として、軸力比の大きな範囲ではP- Δ 効果の影響が大きくなり、文献5)の算定方法ではこれらを考慮できないためと考えられる。

文献4)から、軸力比と荷重変形特性の関係を考察する(図-2.2.4)。図から、軸力比0.6程度までは変形性能に優れ、エネルギー吸収性能も高いことが分かる。一方、軸力比0.8では早期に最大耐力に達し、塑性変形性能は小さい。

図-2.2.2~4より、耐力変形性能を期待した設計を行う場合は、軸力比0.6程度が適用範囲の上限の候補になると考えられる。また、軸力比0.6以上の場合は、変形性能を期待することは難しいと考えられる。しかし、文献5)による曲げ耐力の計算値は安全側であることを踏まえると、変形性能を期待せず、最大耐力による設計の可能性はある。

しかし、文献1)~4)の実験成果の利用は、鉄道の耐震標準に対応したデータがないこと、試験体や装置の詳細が不明なこと、載荷方法が多種多様であることから限界がある。特に、載荷繰返し回数については、鉄道で一般に適用している3回で確認する必要がある。



(径厚比) CFTの外径 (D) と CFT 鋼管厚 (t) との比 (D/t)
 (せん断スパン比) せん断スパン (L) と CFT の外径 (D) との比 (L/D)
 (軸力比) CFT に作用する軸力 (N) と CFT の全塑性軸力 (N_y) との比 (N/N_y)

図-2.2.1 建築分野における研究対象 CFT の構造諸元

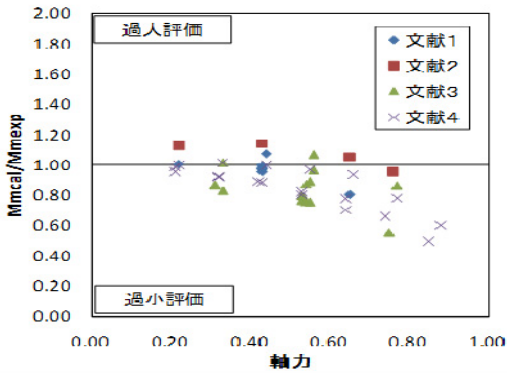


図-2.2.2 軸力比別の計算値/実験値 (Mm)

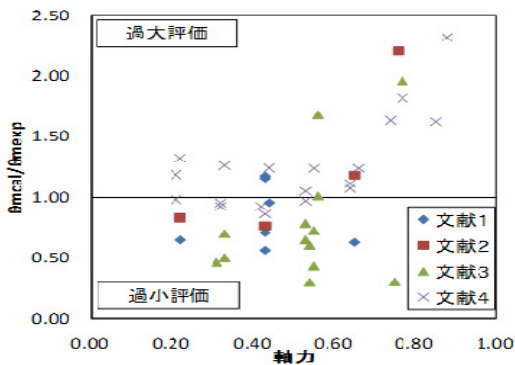
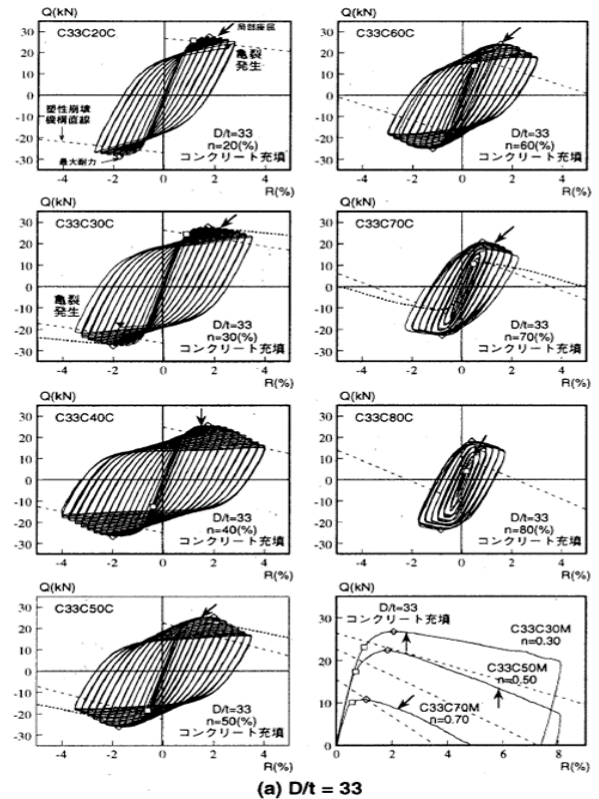


図-2.2.3 軸力比別の計算値/実験値 (θ m)



(a) D/t = 33

図-2.2.4 高軸力でのループ (L/D=3, D/t=33)
 (参考文献4から引用)

2.2.2 鉄道分野における研究成果

鉄道分野においては、1996年頃から限界状態設計法による「鉄道構造物設計標準（鋼とコンクリートの複合構造物）、1998.4」に円形CFT部材の耐荷力算定法を取込むため研究を重ねてきた⁶⁾。その後、阪神淡路大震災に伴う「鉄道構造物設計標準（耐震設計）1999.10」の制定に向けて、より精度の高いCFT部材の荷重変形性能の算定手法の研究の実績を積んできている⁷⁾。しかし、これらの標準は地上構造物である鉄道ラーメン高架橋および橋脚を対象としていることから、比較的せん断スパン比が大きい範囲、軸力や鋼管厚も比較的小さい範囲を対象としていた（表-2.2.1）。その後、実際の使用実態を調査した結果、適用範囲の拡大を目指した研究^{8)~10)}が実施された。そして、その成果は「鉄道構造物設計標準（鋼とコンクリートの複合構造物）」の改定版¹¹⁾に反映されている。文献11)における、適用範囲の拡大は表-2.2.2の通りである。鋼管の厚肉化、短長柱化、高軸力化、高強度化への拡大を図っている。特に、軸力については前述した、建築分野での研究実績を踏まえて、軸力比を0.6程度までとしている。

表-2.2.1 円形断面CFT部材の適用範囲
「鉄道構造物設計標準（耐震設計）1999.10」（※2012.9に改定されたが本表の内容の変更はない）

項目	適用範囲	備考（算定式他）
径厚比パラメータ Rt (径厚比 D/t)	$0.06 \leq Rt \leq 0.17$ ($40 \leq D/t \leq 120$)	$Rt = 1.65 * \frac{f_{sy}}{E_s} * \frac{r}{t}$ f_{sy} : 鋼管降伏強度 E_s : 鋼材ヤング係数 r : 鋼管半径 D : 鋼管外径, t : 鋼管厚
細長比パラメータ $\bar{\lambda}$ (せん断スパン比 La/D)	$0.20 \leq \bar{\lambda} \leq 0.40$ ($3.0 \leq La/D \leq 6.0$)	$\bar{\lambda} = \sqrt{N'_y / N'_{cr}}$ N'_y : 全塑性軸力, N'_{cr} : 弾性座屈荷重 La : せん断スパン
軸力比 N' / N'_y	$0.0 \leq N' / N'_y \leq 0.30$	N' : 作用軸力
材料強度	鋼材	570 N/mm ² 級以下
	コンクリート	$f'_c \leq 50\text{N/mm}^2$
		f'_c : コンクリート圧縮強度

表-2.2.2 円形断面CFT部材の適用範囲の拡大

項目	現行の適用範囲	拡大案
径厚比パラメータ Rt (径厚比 D/t)	$0.06 \leq Rt \leq 0.17$ ($40 \leq D/t \leq 120$)	<u>$0.04 \leq Rt \leq 0.17$</u> (<u>$30 \leq D/t \leq 120$</u>)
細長比パラメータ $\bar{\lambda}$ (せん断スパン比 La/D)	$0.20 \leq \bar{\lambda} \leq 0.40$ ($3.0 \leq La/D \leq 6.0$)	<u>$0.12 \leq \bar{\lambda} \leq 0.60$</u> (<u>$1.7 \leq La/D \leq 7.0$</u>)
軸力比 N' / N'_y	$0 \leq N' / N'_y \leq 0.30$	<u>$N' / N'_y \leq 0.60$</u>
材料強度	鋼材	570N/mm ² 級以下
	コンクリート	$f'_c \leq 50\text{N/mm}^2$
		$f'_c \leq 60\text{N/mm}^2$

注) 拡大案の下線部が変更箇所を表す。

文献 8)～10)における適用拡大のための追加試験体諸元を表-2.2.4 に、文献 6)～7)における過去の試験体諸元との比較を図-2.2.5 に示す。これら実験結果から文献 11)では、適用の拡大範囲を含めて荷重変形特性を実用に問題ない程度に精度よく定式化している。しかし、第 3 章でも述べるが、本研究における中央新幹線地下駅では既設地上設備等の荷重を負担するため、軸力比を 0.6 程度に抑えることを前提とすると高強度化へ更なる適用範囲を拡大する必要がある。また、文献 8)～10)では軸力比 0.6 の実験は 1 体のみで、その径厚比も 60 程度であるが、本研究では同様に軸力比を制限すると径厚比 40 程度の厚肉鋼管の CFT でも変形特性を確認しなければならない。

以上から、本研究では文献 8)～11)に対して、軸力比 0.6 程度の高軸力について、CFT 鋼管の厚肉およびさらなる高強度範囲の知見を充実させるべく試験体諸元を設定することとした。

表-2.2.4 適用拡大のための追加試験体諸元 (文献 8)～10))

課題	試験体	D/t	L/D	N'/N'y	材料強度	特徴	
径厚比の厚肉側への拡大	A	30	3.0	0.2	普通	径厚比小	
せん断スパン比の拡大	短柱側	B	60	1.7	0.2	普通	短柱
		C	120	1.7	0.2	普通	短柱・径厚比大
	長柱側	D	45	2.5	0.2	普通	やや短柱
		E	60	7.0	0.2	普通	長柱
材料強度側への拡大	F	60	3.0	0.1	鋼材 570N/mm ² 級 コンクリート 80N/mm ²	高強度材料	
	G	40	4.5	0.1			
高軸力側への拡大	H	60	3.0	0.45	普通	高軸力	
	I	60	3.0	0.60	普通	高軸力	

注) 下線部の適用拡大

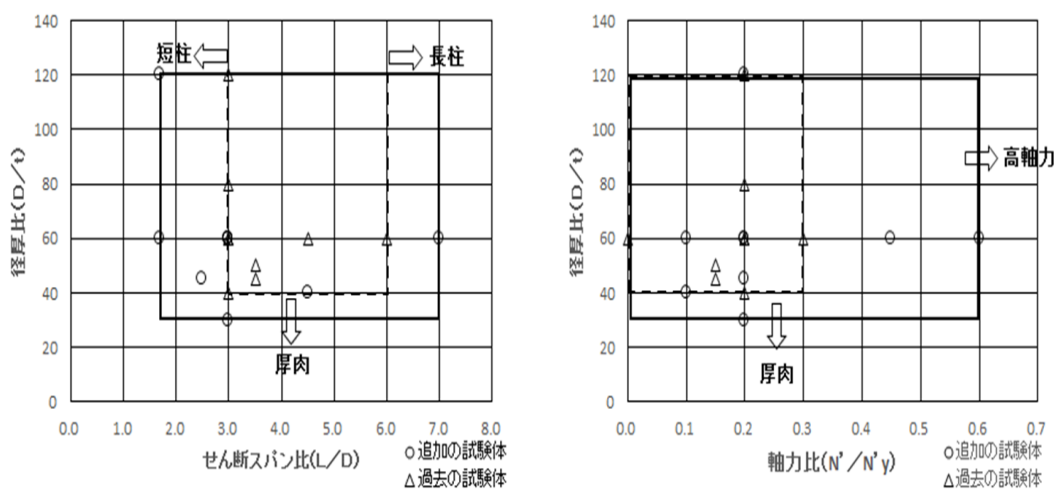


図-2.2.5 過去の試験体と適用拡大の追加試験体の諸元比較

2. 3 鋼管の機械式継手に関する研究

鉄道分野では複合構造物の設計標準¹¹⁾や鋼構造物の設計標準¹²⁾において、鋼管同士の接合は、突合せ溶接を原則とすることとなっている。機械式継手に関する記載はない。

道路の分野では鋼橋に関する示方書¹³⁾に鋼管の継手の分類および留意事項が記載されている。また、鋼管杭の継手方法について、下部構造に関する示方書¹⁴⁾に記載がある。

文献 13)によると、継手分類では図-2.3.1 に示す「直継手」として、高力ボルトによるものおよび溶接によるものが紹介されている。さらに、図-2.3.2 に示す「フランジ継手」として、ダブルフランジ継手とリブ付きフランジ継手が紹介されている。

しかし、本研究対象の既設地上設備直下の地下函体の施工条件では、作業空間が狭いため鋼管建込に当たり接合回数が多くなり、余熱等を含むと溶接では膨大な時間を要することとなる。さらに、建込深度が大きいこと、地下函体内のレイアウト（例えば、ホーム階における各種設備等）との干渉から高い建込精度が求められるが、溶接では困難が予想される。高力ボルト継手については、円形鋼管であることから添接版等の変形による接合困難が想定され、それらの調整に多大な時間がかかると考えられる。また、溶接と同様に建込精度確保も困難が想定される。

フランジ継手については、逆巻き工法によるため、鋼管建込に先立つ削孔径が大きくなり合理性に欠ける。また、接合機構として引張接合となるが、今回想定している大口徑の高強度に見合うだけの接合とするためには、相当のリブの大きさが予想され、狭隘空間での削孔がより困難となる。

文献 14)によると、「鋼管杭の継手は一般的に半自動溶接法によることが多いこと、近年では天候に左右されず短時間に施工でき、施工空間や工程に制限があるような場合で有利となる機械式継手が開発、採用されてきている」との紹介がされている。

そこで、各鋼管メーカー等で開発されている機械式継手^{15)~21)}について調査した結果を表-2.3.1 に示す。表-2.3.1 には鋼管径および材料強度の適用範囲も記載した。これら機械式継手は鋼管母材の強度以上を確保できるものとして、土木建築分野での使用を目標に開発されている。

2013年までに、「ハイメカネジ」、「ラクニカンジョイント」、「Hi-SHJ」の3種類の継手が開発されていたが、本研究の対象としている、鋼管径 $\phi 1500\text{mm}$ 、鋼管厚 $t=30\text{mm}$ 、鋼材 SM570 程度に対応した継手はなかった。その後、2015年に「ガチカムジョイント」が開発されたが、最大で SKK490 $\phi 1600 \times t25$ 、までしか母材との強度比較試験は行われておらず、SM570 $\phi 1600 \times t30$ までの適用範囲については、解析により補完できるとのことであるが、どの機械式継手もコンクリートを充填した条件での試験は実施されていない状況である。

これら鋼管杭の機械式継手構造を基に、構真柱として適用範囲拡大を図るとすると、土木材料としての認定取得状況および適用範囲から判断して「Hi-SHJ」を除くものを候補として考えられる。さらに、施工性を考慮すると、部品数も少なく、作業工程も単純で短時

間である「ハイメカネジ」と「ガチカムジョイント」が適切であると考えられる。

「ハイメカネジ」は内外鋼管それぞれのねじ山をかみ合わせ、そのせん断抵抗により、鋼管軸方向の引張および圧縮力を伝達する機構である。「ガチカムジョイント」も同様に、内外の鋼管それぞれに取付けられたギアをかみ合わせ、そのせん断抵抗により鋼管の応力を伝達する機構である。両者は似たような荷重伝達機構であることから、設計上の照査項目も同じで、a) ねじ山もしくはギアの支圧、b) ねじ山もしくはギアの付根部のせん断、c) ねじ山もしくはギアの付根部の引張下の曲げとなる。

以上から、本研究で新たに確認すべき事項は以下のとおりである。

- ① 高応力下でのねじ山やギアの形状等による局部応力により、母材に先行して継手部の破壊が発生しないことを確認（実物大試験）
- ② CFTの充填コンクリートの影響を確認（コンクリート有無の比較試験），
- ③ 地震時の繰り返し交番条件での挙動を確認

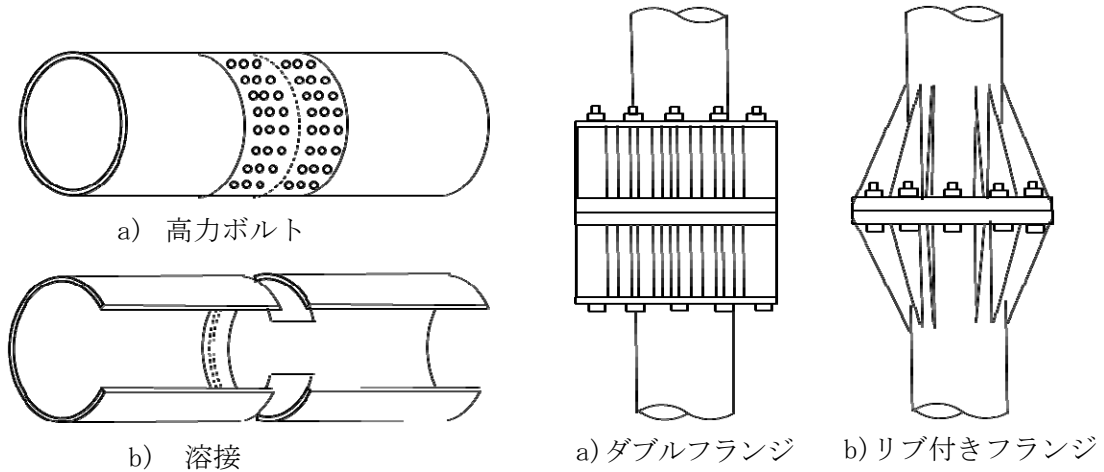


図-2.3.1 直継手（文献^{13）}から引用） 図-2.3.1 フランジ継手（文献^{13）}から引用）

表-2.3.1 鋼管杭の機械式継手の種類と仕様比較

名称	ハイメカネジ	ガチカムジョイント	ラクニカムジョイント	Hi-SHJ
外径 (mm)	φ318.5~1200	φ400~1600	φ400~1600	φ400~1200
板厚 (mm)	6~28 (SKK490の場合)	6~30	9~30	12~22 (φ1200の場合)
材質	SKK400/490	SKK400/490/570	SKK400/490	400/490N/mm ² 級鋼材
概要図				

2. 4 鋼管柱と RC 梁および床版との接合構造に関する研究

土木分野での異種の材料および部材同士の接合構造は、製作・施工から供用段階までの範囲で、コスト削減のための省力化・合理化を目指し、様々なものが開発されてきた。土木構造物は建築構造物に比較して、多種、少量、大規模なのが特徴で、個別の構造物案件ごとに、その都度、実験および解析により性能評価が行われてきた。近年、個別案件ごとに検討されてきた成果および研究成果²²⁾を反映して、各種機関の使用実績に応じた範囲での性能評価法が基準化されてきている^{23)~26)}。ここでは、接合構造の種類と分類を明らかにし、本研究で対象とする、鋼管柱 (CFT を含む) と RC 部材との接合構造、その荷重伝達要素とその機構に関する研究事例を調査し、本研究での着眼点を明確にする。

2.4.1 接合構造の種類と分類

接合については、部材断面内での異種材料の接合と異種部材間での接合に大別される。すなわち、「鋼、コンクリート、新素材などの異種材料を荷重伝達要素等を介して一体化した断面を有する合成部材」と「鋼部材、鉄筋コンクリート部材、合成部材を荷重伝達要素等を介して接合した構造システムとしての混合構造」に分けられるが、それらを総称して「複合構造」と呼んでいる。合成部材の事例を図-2.4.1 に、混合構造の事例を図-2.4.2 に示す。また、鉄道分野における混合構造の異種部材同士の接合構造として、柱脚部と基礎との接合事例を図-2.4.3 に、CFT 鋼管柱と梁との接合事例を図-2.4.4 に示す。

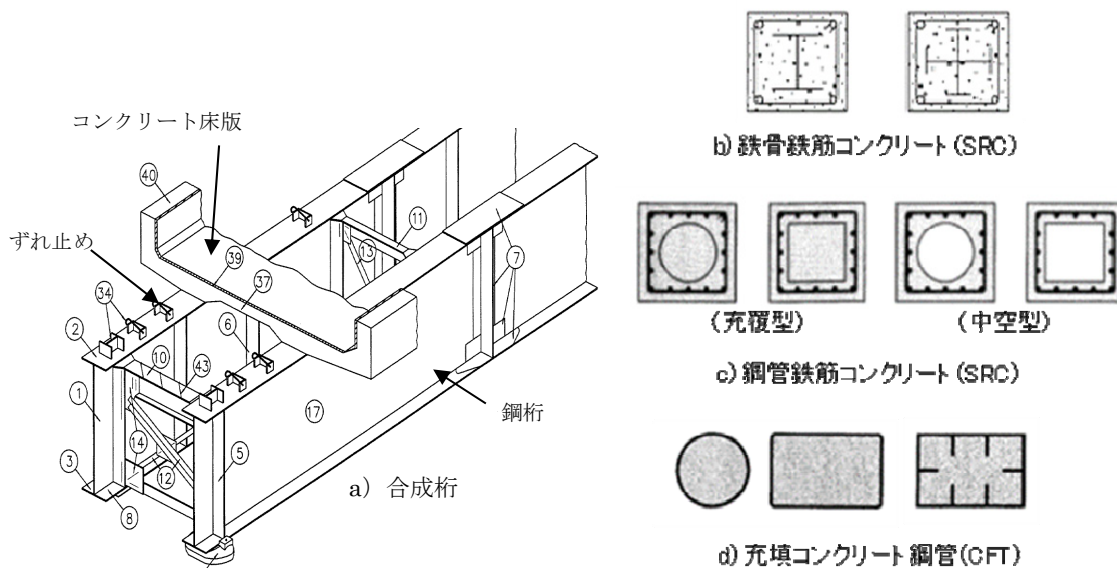


図-2.4.1 合成部材の事例 (文献 25) より一部抜粋)

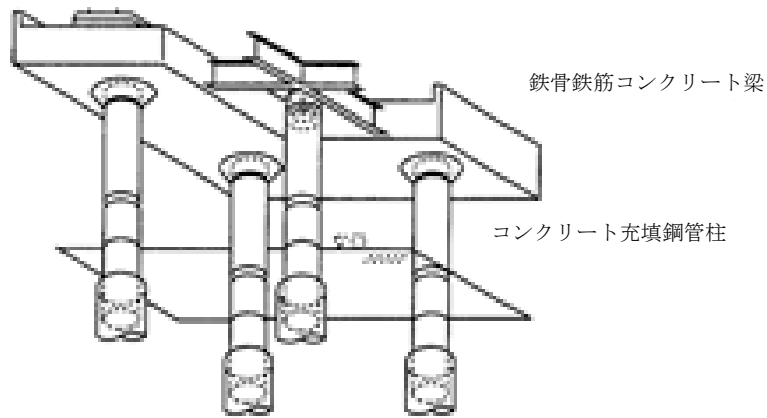
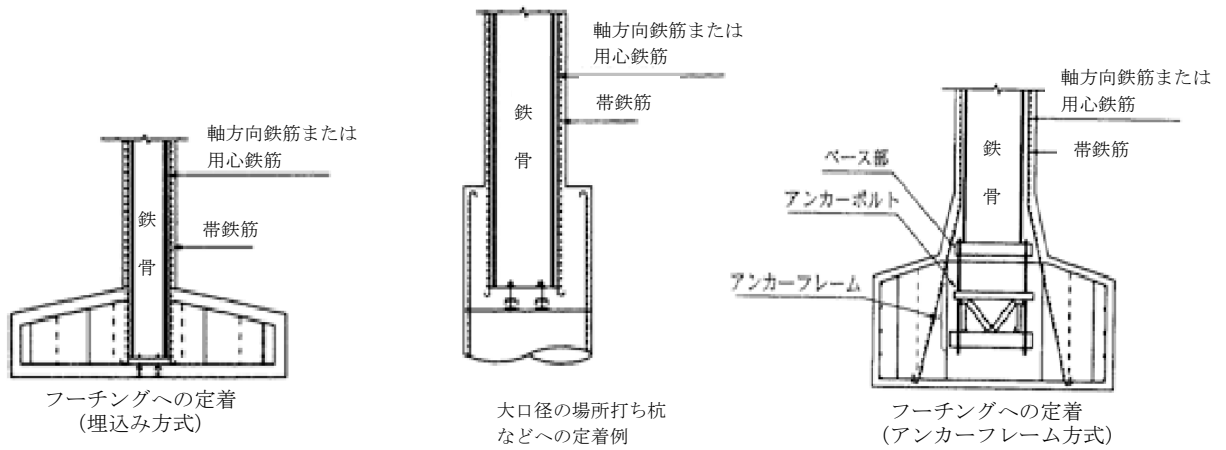
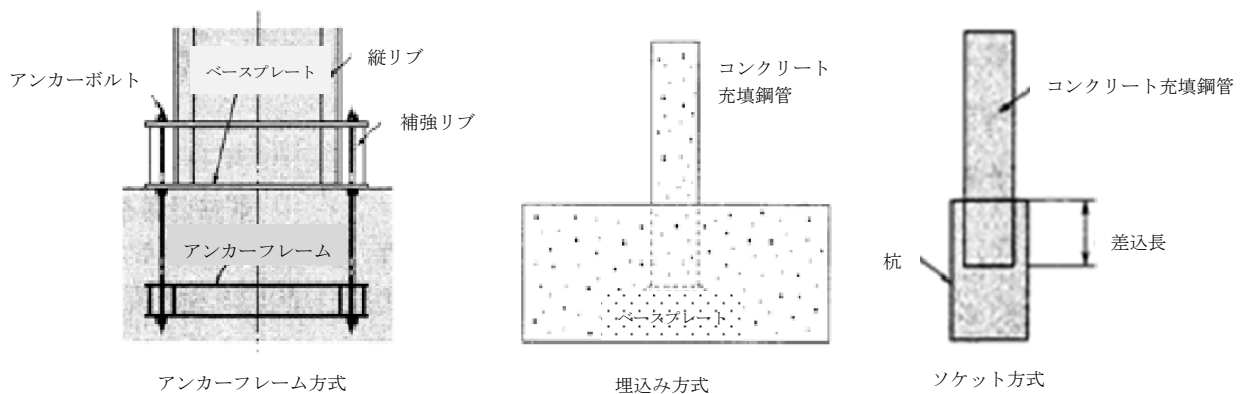


図-2.4.2 混合構造の事例（文献 25）より一部抜粋）



(a) SRC 柱脚部と基礎部材の接合構造



(b) CFT 柱脚部と基礎部材の接合構造

図-2.4.3 柱脚部と基礎部の接合事例（文献 25）より一部抜粋）

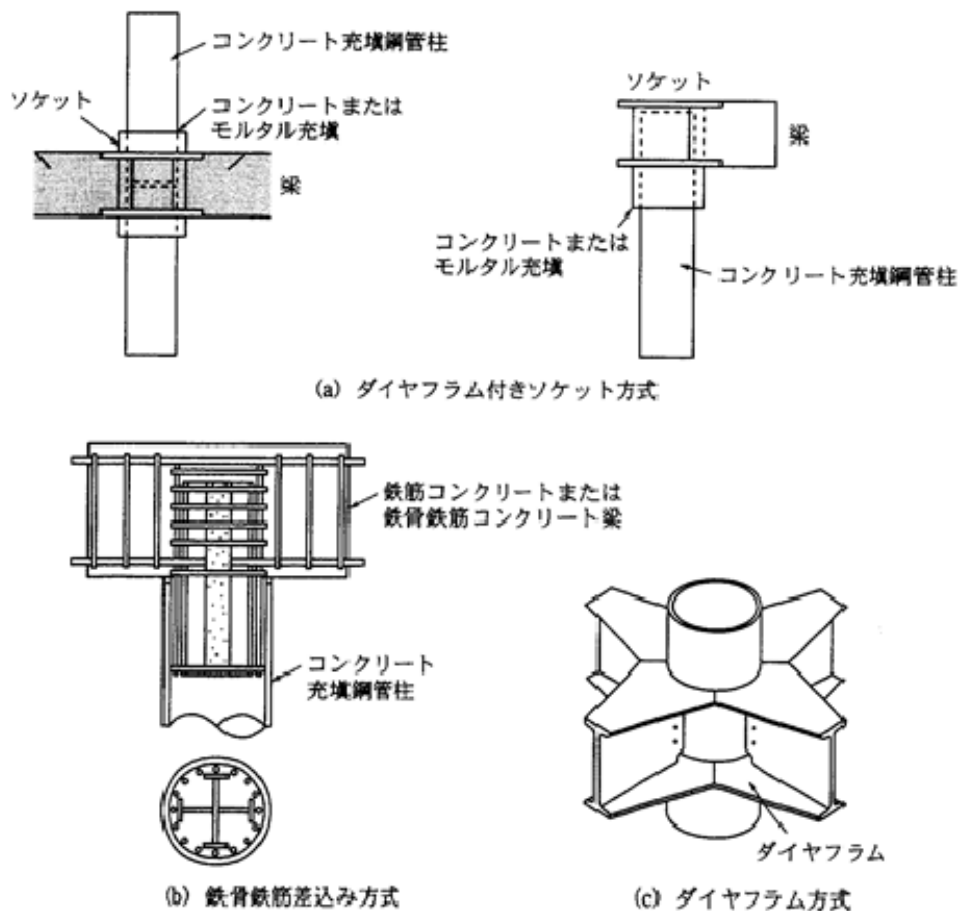
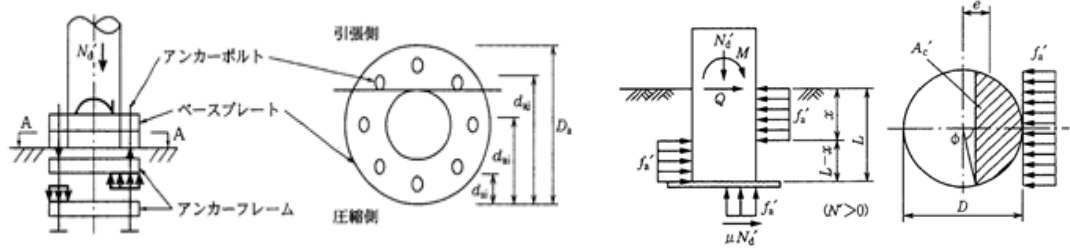


図-2.4.4 CFT 鋼管柱と梁の接合事例（文献 25）より一部抜粋）

これら、異種部材の接合の内、基礎との接合ではアンカーフレーム方式、埋込み方式およびソケット方式について、梁との接合ではソケット方式および鉄骨差し込み方式について、耐荷機構を図-2.4.5 に示す。これらは過去の数々の研究^{27)~36)}を整理し、鉄道の設計基準^{25) 26)}として取り込まれたものである。なお、差し込み方式については、鉄骨でなく鉄筋を差し込み材として使用する場合もある。

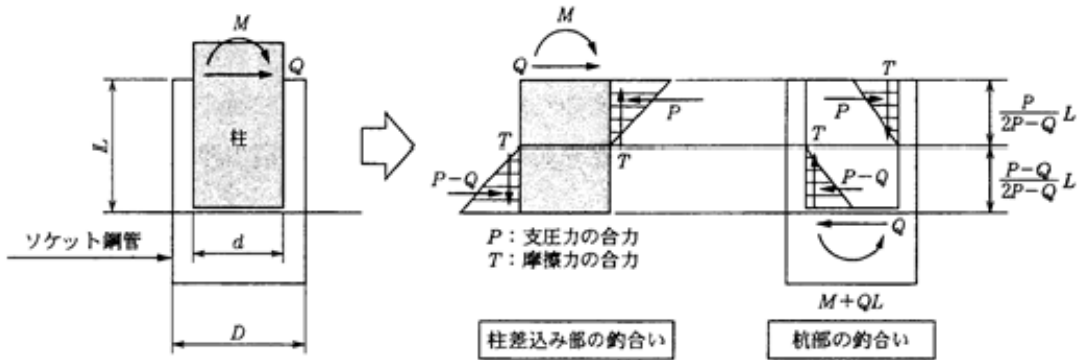
アンカーフレーム方式のアンカーの引張抵抗を除くと、何れの方式も鋼管または鉄骨とコンクリートの支圧や摩擦力を荷重伝達要素としている。接合部に作用する曲げ、軸方向力、せん断力をこれら荷重伝達要素の作用力に置き換えて、支圧および摩擦抵抗力が作用力に対して安全であることを照査する。その際、ソケット方式や鉄骨差し込み方式では、荷重伝達要素の作用に対して鋼管の降伏、鉄骨の曲げせん断についても照査する。

支圧荷重伝達要素ではコンクリートの支圧強度、鋼管および鉄骨の降伏またはせん断強度が、摩擦力伝達要素ではコンクリートと鋼材の摩擦係数が接合部の耐荷性能の決定要因となる。摩擦係数を向上させる装置として、図-2.4.6 に示すような各種ずれ止め機構があり、それらのずれせん断耐荷力の算定式も提案されている。

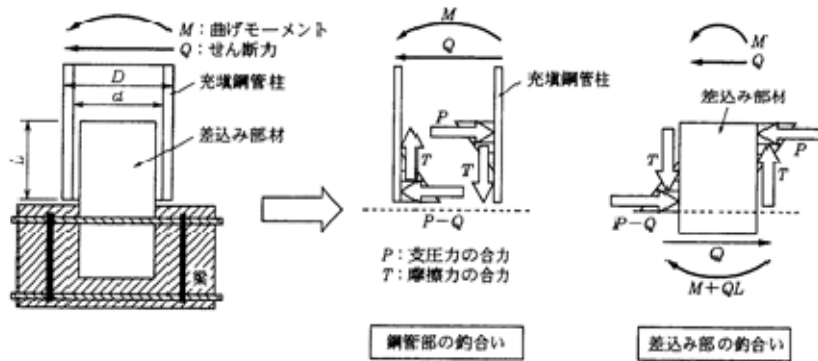


(a) アンカーフレーム方式の耐荷モデル

(b) 埋込み方式の耐荷モデル



(c) ソケット方式の耐荷モデル



(d) 鉄骨差込み方式の耐荷モデル

図-2.4.5 各種接合方式の耐荷モデル (文献 25) より一部抜粋)

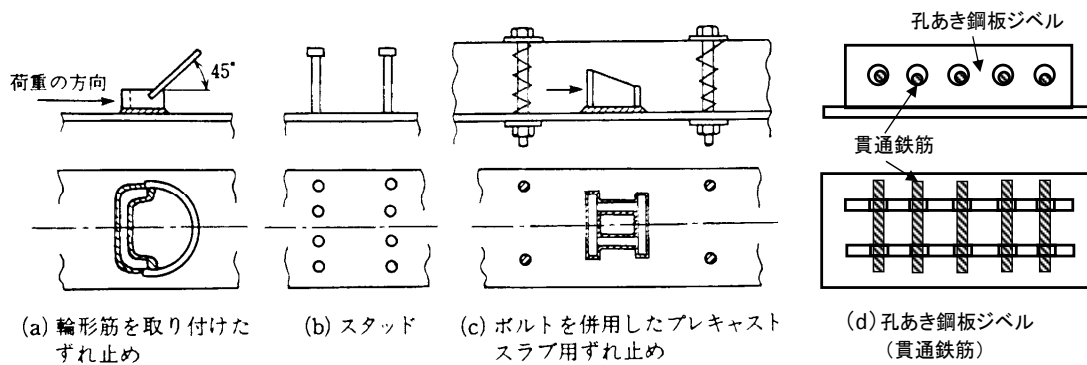


図-2.4.6 各種ずれ止め機構 (文献 25) より一部抜粋)

2.4.2 鋼管柱（CFTを含む）とRC部材との接合に関する施工および研究事例

本研究対象である既設地上設備荷重を受ける地下函体のCFT構真柱について、下床版およびRC杭基礎との接合に関しては、2.4.1に示した各種接合方式がそのまま適用可能と考えられるため、本研究では取り扱わないこととした。しかし、CFT構真柱とRC床版との接合については、逆巻き施工を採用することから構真柱が床版を貫通する構造となり、図-2.4.4に示すソケット方式や鉄骨または鉄筋差し込み方式が採用できない。

唯一、ダイヤフラム方式についてはダイヤフラムに鉄筋を溶接またはカップラーを介して接合することで曲げを伝達し、鋼管にジベルを設置してコンクリートとの摩擦を補強することで梁のせん断力を伝達できる構造とすることができる可能性がある。

そのような事例として、土木（鉄道）では、MM21線横浜地下駅の鋼管柱とRC梁との接合がある。ここでは、曲げの伝達については、鋼管に溶接された仕口フランジプレートと鉄筋を溶接したプレートを高力ボルトで接合させている。梁のせん断力の伝達については、鋼管に溶接した下仕口フランジプレートを支点としフランジと連結したウェブプレートにより鋼管に軸力として伝達させている²²⁾。その他、つくばエクスプレス線の秋葉原ターミナル地下駅や古くは京葉線東京地下駅では、鋼管柱に溶接する仕口プレート材をネジ切して鉄筋を接合させる方法、MM21の馬車道駅では、Gコラムの仕口に鋳物の鉄筋受け金物を溶接させる方法などが事例として挙げられるが、梁のせん断力の伝達機構は不明である。

事例で示す構造を採用するに当たり、各種機関で実験または解析的にその耐荷力機構の解明および実耐荷力を調査している。例えば、佐野ら³⁷⁾は梁主鉄筋を直接CFT鋼管柱と接続する構造として、定着プレートおよび機械式継手を用いた構造を考案した。また、交番載荷試験を実施して、その耐荷性能を検討している。西澤³⁸⁾、岡野³⁹⁾、山田⁴⁰⁾らは、鉄道地下駅のCFT柱RC梁との接合部を対象に、縮小十字試験体で交番載荷実験を実施し、非線形3次元FEMにより実験結果を検証している。ここでの構造はCFT鋼管に外ダイヤフラムを上下に設置し、梁主鉄筋をフレア溶接で接合している。これらは、RC梁との接合に着目しており、鋼管柱とRC梁の鉄筋は接合されている。したがって、曲げの伝達機構は明確であるが、接合部の曲げ剛性やせん断伝達機構、それらが複雑に絡み合う状況としての機構を解明するために調査しているものである。その中で、図-2.4.7に示すように、RC梁のせん断力伝達として、仕口フランジからRC梁上方に向かっての圧縮ストラットと仕口フランジと連結された鋼管のフランジプレートの引張によりトラス機構を想定している。しかし、これらの研究では耐荷力算定方法の提案には至っていない。

建築では、佐藤⁴¹⁾らは、ビルを対象とした矩形CFT柱とRCフラットスラブの接合部について、水平荷重の載荷方向の柱前後および柱側面の接続の有無をパラメータに交番載荷実験を実施した。それらの結果から、曲げおよびねじりスラブの範囲の特定、フレームによるマクロ的な応力伝達モデルを提案し、その適応性を検証している。山口ら⁴²⁾も同種の接合部に対し、載荷試験により鉛直耐荷機構を検証している。戸塚ら⁴³⁾は、正負交番載荷試験を行い、地震力を受けるフラットプレート構造の矩形柱とスラブの接合部における柱

側面のねじり抵抗領域を検証している。

一方、床版鉄筋を非接続とした接合部は建築の高層集合住宅で採用された実績⁴⁴⁾がある。また、平出ら⁴⁵⁾は、地下躯体を対象に鋼管柱とフラットスラブの接合部において、鋼管柱とフラットスラブの主筋を非接続とした接合部の耐力検証を載荷試験により行い、成立性を確認している。久保田ら⁴⁶⁾は、CFT柱とフラットスラブの接合部でPBLを用いた接合方法に対し、押抜きせん断実験により鉛直支持性能を検証している。また、CFT柱とフラットスラブの接続方法をパラメータとし、押抜きせん断強度、押抜き後の挙動の研究も報告されている⁴⁷⁾。

しかしながら、CFT柱とRC床版の鉄筋を非接続とした接合部の検討事例は非常に少なく、さらに本論文で対象とする接合部とは、縦方向梁を有していないこと、柱断面寸法やスラブ厚が小さいなど構造や規模が異なり、寸法効果の影響も考慮すると、これらの成果を適用することは難しいと考える。

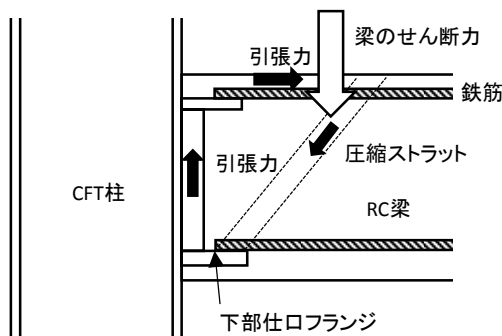


図-2.4.7 CFT鋼管柱とRC梁の接合部におけるせん断力伝達機構
(文献40)より一部抜粋)

2.4.3 接合部の荷重伝達要素としてのずれ止めの施工および研究事例

2.4.1で述べたように、コンクリートと鋼材の摩擦係数を向上させる装置として、図-2.4.6に示すような各種ずれ止めが採用されてきた。図-2.4.6のずれ止めは主に合成桁で使用されてきたが、同図の(b)スタッドと(d)孔あき鋼板は複合ラーメンや複合アーチの柱脚と桁梁およびアーチリブとの接合にも使用実績がある²²⁾。孔あき鋼板ジベルはスタッドジベルに比べて、剛性が高く、疲労強度も優れていることが確認されている。また、スタッドジベルと比較して、埋め込み高さが低いため、接合部をよりコンパクトに設計できるメリットもある。その他、孔あき鋼板ジベルは鉄筋を孔に貫通させる簡単な構造で比較的大きなせん断抵抗が得られる。

以上より、本項では孔あき鋼板ジベルについて調査することとした。研究事例としては、実験的研究^{48)~54)}、解析的研究^{54)~55)}、耐力算定式等の評価法の提案^{56)~59)}など多数に及ぶ。これらの研究成果は土木学会基準²³⁾⁶⁰⁾、鉄道基準²⁶⁾、道路基準²⁴⁾において耐荷力算定

式として反映されている。算定式はどの機関も土木学会の式を準用しており、算定式の適用範囲は、コンクリート強度 f_{cd} (24~57 N/mm²)，鋼板ジベル強度 SM570，鋼板厚 (12~22 mm)，孔径 (35~90 mm) となっている。特に、貫通鉄筋の強度範囲の記載はないが、施工および耐荷力実験実績を鑑みると、SD345 が限度と考えられる。

2.4.4 本研究における着眼点

図-2.4.8 に示すように、地下函体は函体長手方向に縦梁を設置して、その縦梁と構真柱を接合する構造としている。函体断面方向にはスラブを水平に設置して、長手方向の構真柱間のスラブの荷重は縦梁を介して構真柱に伝達させるよう設計している。断面方向にも横梁を設置してビームスラブ構造とする場合もあるが、設備を配置する各階の空頭制限や天井裏の換気等の配管設置に支障することから、地下駅では図-2.4.8 のような構造が一般的である。

従って、荷重伝達経路上にある縦梁と構真柱の接合は重要であるため、縦梁の鉄筋は構真柱のダイヤフラムと鉄筋定着プレートを介して確実に接合する構造とする必要があると考えられる。

ここで問題となるのは、構真柱の位置にある横断方向のスラブ鉄筋の処理をどの様にするかということである。縦方向の構真柱間隔の長大化に伴い、縦方向梁の主鉄筋も多段配筋となる傾向にあり、床版鉄筋 (主鉄筋は横断方向) と競合することに伴い、CFT 柱と床版鉄筋を非接続とせざるを得ないケースも出てくる (図-2.4.9)。

図-2.4.10 に今回、提案した接合構造を示す。基本的にはスラブ荷重は縦梁に伝達させるので、構真柱区間はスラブの開口補強のように、ダイヤ補強鉄筋を介してスラブ主鉄筋応力を縦梁に伝達する構造とした。また、構真柱区間のスラブ鉄筋を折曲げて、構真柱を囲っている囲み鉄筋内に定着することで出来るだけ接合部と一体化する構造とした。構真柱区間のスラブからのせん断については、スラブ鉄筋と鋼管が非接続となり、2.4.2 (図-2.4.7) で述べたトラス機構が成立しないため、構真柱鋼管に取付けた孔あき鋼板ジベル (PBL) を介して、スラブコンクリートから直接伝達できるようにした。しかし、ここで提案した接合構造は、鋼管に RC 床版主鉄筋を直接接続していないこと、このような箇所でも適用事例のない PBL をせん断伝達要素として期待していることなどの点で過去に研究事例はなく、新たに、ここで設定した各荷重伝達要素 (詳細は 5 章) が期待通りの機能を発揮するか否か評価する必要がある。また、孔あき鋼板ジベル (PBL) については、今回対象の地下函体の試算では、コンクリート強度 f_{cd} (50 N/mm²)，鋼板ジベル強度 (SM520)，鋼板厚 (40 mm)，孔径 (60 mm)，貫通鉄筋の強度 (SD490) となる。特に、鋼板厚や貫通鉄筋強度が 2.4.3 で述べた基準の適用範囲外となるので別途せん断耐荷力の評価も必要となる。

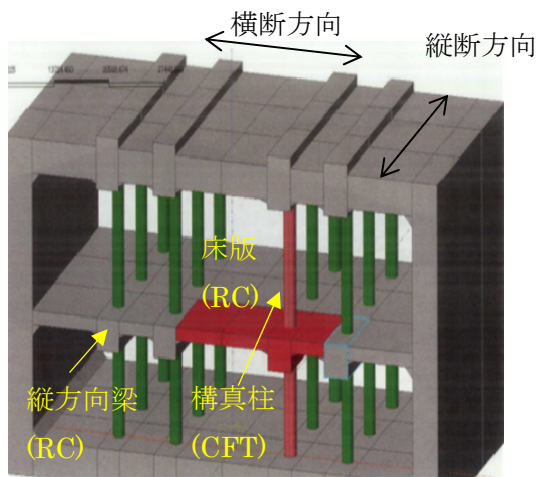


図-2.4.8 地下函体の立体図

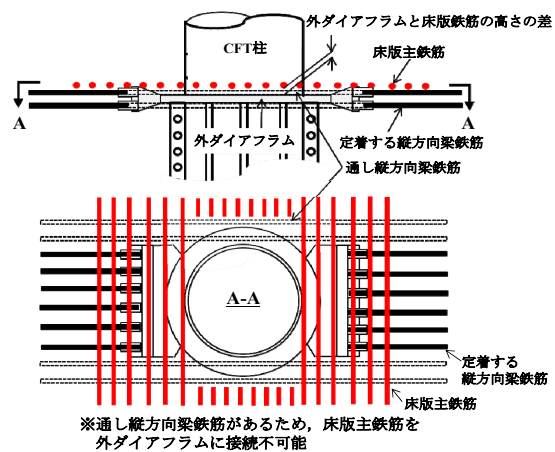


図-2.4.9 縦方向梁鉄筋と床版鉄筋の競合

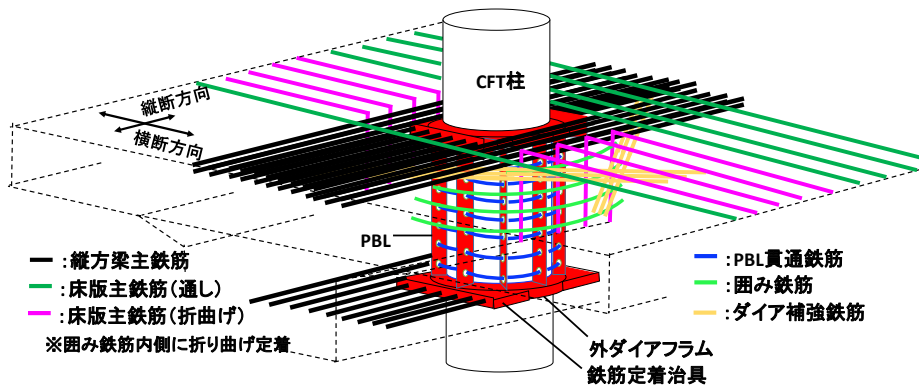


図-2.4.10 接合部の構造 ※図-2.4.8の赤の範囲

2. 5 異種部材接合部における耐荷性能の評価に関する研究

鋼管柱とRC梁および床版接合部のような異種部材の接合部については、部材間の断面力を相互に伝達できる構造とすることが重要であり、これには、接合部を剛結合とし、所定の耐荷性能を有している必要がある。接合部の耐荷性能とは、接合部が接続する部材より先行して破壊しないこと、および部材の変形性能を十分発揮させるため、接合部は部材から持ち込まれる荷重に対して、損傷をある程度（一般には接合部の変形が急激に進展する手前）に抑制する必要がある。しかし、異種部材の接合構造および作用する荷重は様々で、現状、統一した耐荷性能の評価手法が確立されているとは言えないと思われる。

解析評価においては、これまでRC部材で梁部材⁶¹⁾、面部材⁶²⁾、ボックスカルバート⁶³⁾、RC柱⁶⁴⁾の耐力評価がなされている。さらに異種部材接合部を解析により照査した事例として、田邊ら⁶⁵⁾は鉄塔基礎における支持床版と鋼管接合部の押し抜きせん断耐力について、実験結果を精度よく再現出来る3次元FEMにより検証している。牧ら⁶⁶⁾は複合PCラングー

橋の接合部について、模型試験の結果を精度よく再現出来るモデルを用いた 3 次元 FEM により、想定される引き抜き荷重に対して、十分な抵抗力を有していることを確認している。さらに岡野ら⁶⁷⁾は、CFT 柱と RC はり接合部について、鉄筋付着性状を考慮した 3 次元 FEM により試験の再現性を確認している。

土木学会示方書^{23),68)}には異種部材接合部の FEM によるモデル化・評価方法等が示されている。米津ら⁶⁹⁾は、土木学会示方書の評価手法の適用性について、種々の複合構造物および接合部において検証しているが、異種部材接合部を評価する解析事例は未だ少数に留まっている。また、筆者らの知る限り本研究で着目する地下函体の高軸力 CFT 柱と RC 床版の接合部の解析事例はなく、土木学会示方書の評価手法について、本接合部への適用性については検討する必要があると考える。加えて、土木学会示方書^{23),68)}の損傷指標はコンクリートおよび鉄筋、鋼材のひずみに留まり、接合部の耐荷性能を評価するための指標の具体的な記載はない。

上述するように、異種部材接合部の耐荷性能評価では FEM を用いた研究事例が主流であると考えられることから、本研究でも、提案した接合構造を含む異種部材接合部の FEM による耐荷性能の評価手法の確立を念頭に、土木学会示方書の損傷指標の適用性検証および新たな評価指標を検討する。

2. 6 RC 床部材の押抜き耐荷性能に関する研究

地下函体の構真柱と RC 上床版との接合部には、構真柱の大きな軸力による押抜きの可能性を照査する必要がある。特に、研究対象とする既設地上設備直下の地下函体の構真柱は地上設備等の荷重、大深度化に伴う地下水揚圧力による軸力は非常に大きい。さらに、地下函体幅も大きいことから、地震時の水平力による構真柱に作用する変動軸力も大きくなる。そこで、本研究では函体縦方向梁を含む床版の形状の影響および CFT 鋼管と RC 水平部材の接合方法を考慮した押抜き破壊に対する評価を実施する。そこで、関連する既往の研究成果について調査した。

押抜きに対する耐荷性能は、部材形状や支持方法など各種要因の影響を受け、その耐荷機構は十分に解明されているとは言えない。したがって、従来から実験による耐力評価の研究が中心的に行われてきた。耐荷機構に与える要因として、せん断スパンに着目した研究^{70)~73)}、断面高さの低い道路床版等を対象とした研究⁷⁴⁾、固定条件および荷重載荷条件に着目した研究⁷⁵⁾、各種実験の成果を整理して押抜き耐力に影響を与える要因をパラメータに実用的な耐力算定式を提案した研究⁷⁶⁾などがある。

また、せん断耐力式を用いる場合の有効幅の検討⁷¹⁾、載荷位置に着目した耐力算定方法の検討⁷⁰⁾も実施された。さらに、せん断スパン比 2.0 以下のケーソン頂版を対象にした合理的な設計のための研究もおこなわれている^{77)~82)}。

以上のような研究成果を受けて、実設計に用いる押抜きせん断耐力の算定式が、土木学

会⁸³⁾や鉄道分野⁸⁴⁾で制定されている。特に、文献⁸⁴⁾では、ケーソン基礎頂版のような載荷面から支持部前面までの距離と部材の有効高さの比が小さい場合の設計押抜きせん断耐力の算定方法が別途示されている。

本研究では、上床版を対象とするため、せん断スパン比(2.0~3.0)で比較的大きい場合に該当するものと考えられる。文献⁸⁴⁾により評価する場合、対象部材およびせん断スパン比の大小で押抜きせん断耐力算定式の使い分けが明確となっているので、今回は文献⁸⁴⁾を基本に検討を進めていく。

しかし、文献⁸⁴⁾では押抜きせん断耐力算定式に用いるせん断破壊面(押抜きせん断に対する照査断面)の設定方法が示されているものの、フラットな床版を想定している。実際は上床版には函体縦方向梁、床版ハンチ、さらに必要により支圧部材を設置するので、形状はフラットではなく、この様な床版形状に対するせん断破壊面の設定方法は示されていない。また、過去においてもそのような複雑な形状を考慮した床スラブの押抜きせん断耐力の算定方法に関する研究事例は見当たらない。さらに、既往の研究は柱上部に支圧板を設けて床版下面を支持することを前提としており、CFT構真柱鋼管をRC床版に埋め込むような接合方法については研究事例が見当たらない。

したがって、本研究では押抜き耐力の合理的な評価のために、上床版の形状の影響および接合方法に着目して検討する。

2. 7 第2章のまとめ

本章においては、CFTの耐震性能評価法、鋼管の継手構造、CFTとRC部材の接合構造および耐荷力の評価法、RC梁およびRCスラブの押抜き耐荷力評価法に関する既往の研究成果を調査したうえで、既設地上設備直下の地下函体の設計施工条件を念頭に置き、研究対象とすべき着眼点を整理した。その結果、わかったことは以下の通りである。

(1) 「CFTの耐震性能（荷重変形特性）評価について」

本研究対象である既設地上設備直下の地下函体では大きな地上設備荷重を負担する。そのため、そのCFT構真柱では軸力比を0.6程度に抑えることを前提とすると、既往の基準に対して高強度化への更なる適用拡大、既往の研究範囲では空白であった軸力比0.6で径厚比40程度の厚肉鋼管CFTの変形特性を確認する必要がある。

(2) 「鋼管の継手構造について」

鋼管杭として開発された「ハイメカネジ」「ガチカムジョイント」を基に、より径や強度が大きい（ここでは、 $\phi 1500$ 、SM570相当を想定）CFT鋼管について、①高応力下でのねじ山やギアの形状等による局部応力による破壊が母材に先行しないこと、②充填コンクリートの影響、③地震時の繰り返し交番条件での性状を確認し、場合により改良する必要がある。

(3) 「CFTとRC部材の接合構造および耐荷力の評価について」

今回対象とする地下函体の設計施工条件を鑑み、図-2.4.10に示すようなスラブ鉄筋とCFT鋼管を直接繋がらない構造を対象に、地下函体横断方向の载荷を想定した耐荷力特性および各荷重伝達要素の機能を確認する必要がある。さらに、スラブのせん断力に対する伝達要素として機能を期待している孔あき鋼板ジベル（PBL）についても、基準の評価式の適用範囲（鋼板厚、貫通鉄筋強度）を超えているため、別途、PBL単体でのせん断耐荷特性を確認する必要がある。

異種部材接合部の耐荷性能について、様々な接合構造や荷重条件に応じた統一的な評価手法が確立されていないなか、FEMを用いた解析的に接合部を評価する手法に着目する必要がある。

(4) 「RC床版の押抜き耐荷力評価について」

本研究対象である地下函体の上床版には函体縦方向梁、床版ハンチや支圧部材を設置するため、既往の研究対象としていたフラット構造ではない。また、CFT構真柱をRC床版に埋め込む接合方法であり、既往の研究対象としていた構真柱上部の支圧板を介して床版下面を支持する構造とも異なる。したがって、押抜き耐力の合理的な評価のために、上床版の形状の影響および構真柱との接合方法に着目する必要がある。

第3章 高軸力下での高強度CFT構真柱の荷重変形性能（実験的検討）

3.1 はじめに

前章においては、CFT部材の荷重変形性能に関するこれまでの建築および鉄道分野における既往の研究成果について概括的に考察し、詳細な調査・分析を行うにあたっての着眼点を整理した。本章ではこれら着眼点を踏まえ、既設地上設備等の荷重を受ける地下函体のCFT構真柱の適用範囲を中央新幹線地下駅の条件を踏まえて拡大設定し、交番載荷実験によりその荷重変形性能の調査・分析を行い、既往の評価法の適用性について考察した。

3.2 実験対象CFT構真柱の諸元設定

研究対象としている中央新幹線地下駅の函体の構造条件を基に、応答変位法および動的解析法でレベル2地震時のCFT構真柱の作用力および挙動を調査した。これを踏まえ、実験対象とするCFT構真柱を選定した。

選定の着目点は、最大圧縮軸力が生じる箇所とし、これにより軌道階のC列の柱(0: original)を対象とした(表-3.2.1~2)(図-3.2.1)。また、これに更なる性能向上を図ったもの2体をプロトタイプとして、実験を実施することとした。これら3体の構造諸元を表-3.2.1に示す。T(thickness)は鋼管をさらに厚肉にしたもの、S(strength)は鋼管および充填コンクリートの強度を向上させたもので、それぞれ0(original)に対してより高い荷重変形性能を期待したものとして設定した。3試験体とも同じせん断スパンとし、また、同じ軸力を載荷した。さらに、試験体(S)では軸力比を0.6に近づけるために、外径を試験体(0)、(T)に比べて小さく設定した。

試験装置には規模に制約があるため、実物の1/3~1/4程度の縮小モデルで試験を実施する必要がある。プロトタイプとその縮小モデル試験体の構造諸元をそれぞれ表-3.2.3~4に、縮小モデル試験体の概略図を図-3.2.2に示す。縮小に伴いプロトタイプに対して構造諸元は多少変動するものの、必要な構造諸元範囲を包含できるものと考えられる。

本研究の試験体構造諸元と文献¹⁾²⁾の試験、文献^{3)~5)}の追加試験と合わせて整理したものを図-3.2.3に示す。第2章の2.2.2でも述べたように、軸力比を0.6程度に抑えることを前提とするとコンクリート強度 $f_c=100\text{N/mm}^2$ 程度に適用範囲を拡大する必要があり、さらに径厚比も40程度の厚肉鋼管のCFTにする必要がある。そのため、既往の研究に対して厚肉、高強度、高軸力範囲の試験体を充実させた。その中に、プロトタイプ(T)、(S)に対応する径厚比27程度の厚肉のもの、高強度($f_s=700\text{N/mm}^2$, $f_c=160\text{N/mm}^2$)のものを含む。

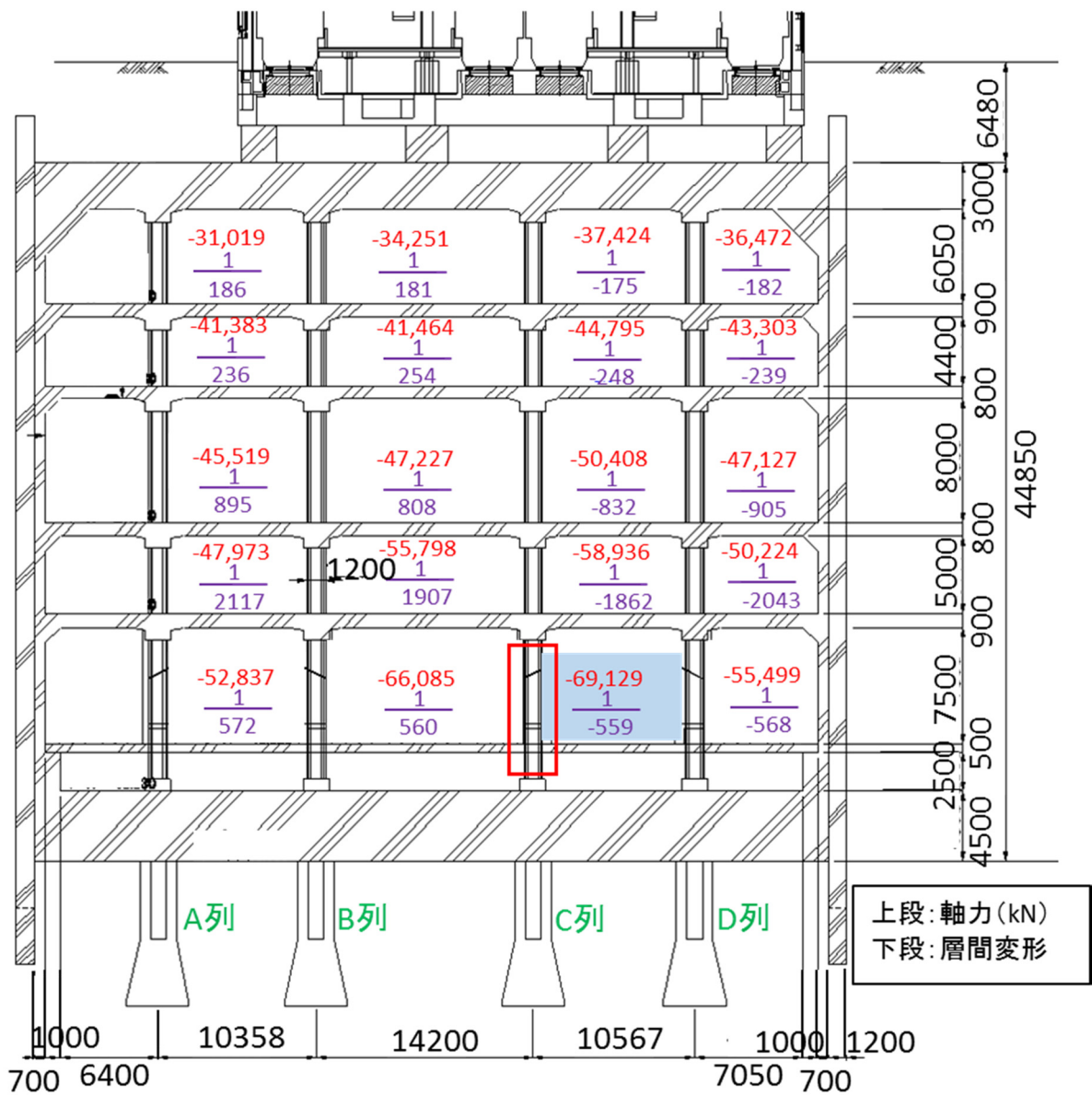


図-3.2.1 構真柱の軸力および層間変形角（応答変位法：L2地震動スペクトルII）

表-3.2.3 本研究の対象のCFT柱構造諸元（プロトタイプ）

$f'_{ck}=100 \text{ N/mm}^2$ （試験体(S)のみ $f'_{ck}=160 \text{ N/mm}^2$ ）， $\gamma_c=1.3$

実験ケース	鋼管外径 (mm)	鋼管厚 (mm)	径厚比	径厚比 パラメータ	柱長 (mm)	有効座屈長 (mm)	細長比 パラメータ	軸力 (kN)	全塑性軸力 (kN)	軸力比	最大部材角
O(original)	1,200	30	40.0	0.074	8,900	8,900	0.360	-69,500	113,997	0.610	1/320
T(thickness)	1,200	40	30.0	0.056	8,900	8,900	0.357	-69,500	126,890	0.548	1/320
S(strength)	1,000	30	33.0	0.096	8,900	8,900	0.522	-69,500	133,548	0.520	1/320

表-3.2.4 本研究の試験体構造諸元

$f'_{ck}=100 \text{ N/mm}^2$ (試験体(S)のみ $f'_{ck}=160 \text{ N/mm}^2$), $\gamma_c=1.0$

実験ケース	鋼管外径 (mm)	鋼管厚 (mm)	径厚比	径厚比パラメータ	柱長 (mm)	有効座屈長 (mm)	細長比パラメータ	軸力 (kN)	全塑性軸力 (kN)	軸力比	最大部材角
O(original)	318	9	35.3	0.080	2,400	2,400	0.415	-6,600	10,831	0.609	1/320
T(thickness)	318	12	26.5	0.060	2,400	2,400	0.413	-6,600	12,138	0.544	1/320
S(strength)	265	9	29.4	0.095	2,400	2,400	0.590	-6,600	12,138	0.543	1/320

※軸力引張：正

※文献⁶⁾ 径厚比パラメータ： $0.04 \leq R_t \leq 0.17$, 細長比パラメータ： $0.12 \leq \lambda \leq 0.60$,

軸力比： $N' / N'_y \leq 0.6$

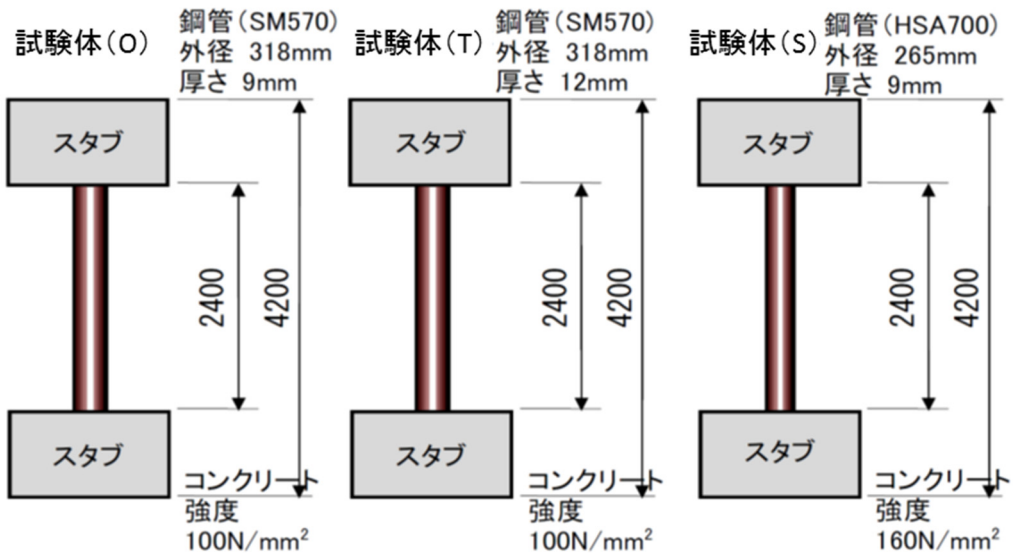


図-3.2.2 試験体概略図

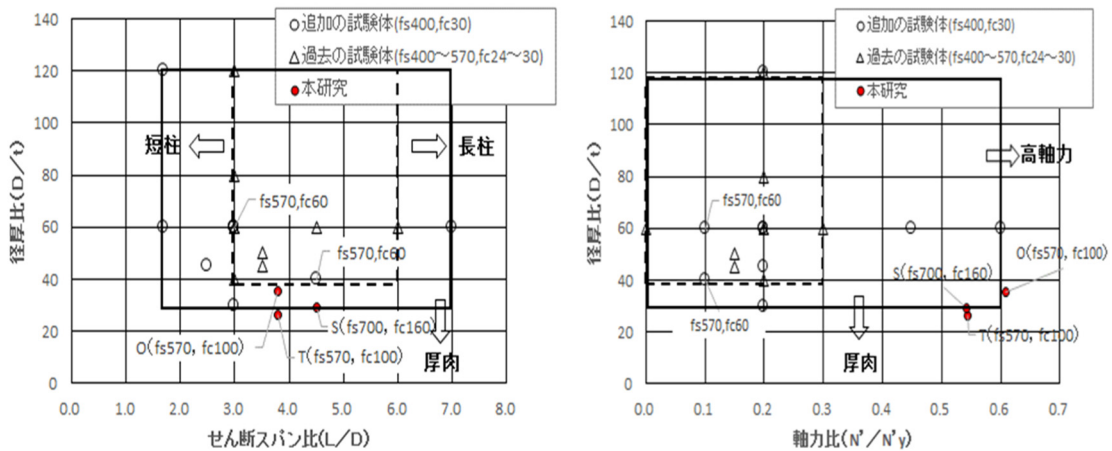


図-3.2.3 既往の研究と本研究との試験体構造諸元の比較

3. 3 交番载荷実験

3.3.1 実験の方法

今回対象となる柱は、各階の層間での作用力および変位が主となり、逆対称柱として挙動する。したがって、逆対称柱の挙動を再現することができる大型2軸試験機を使用した(図-3.3.1)。

载荷は、所定の軸力を一定に保ったまま、水平力を载荷した。水平力の载荷は、初降伏(圧縮降伏を含む、断面内の 45° 位置ではなく、 0° 位置でのひずみゲージが降伏ひずみを超えた時点)を基準に、以降その整数倍で変位制御(各ステップ3サイクルの正負交番载荷)とした(図-3.3.2)。なお、上スラブの角度を水平に保つことにより、逆対称柱の挙動を再現した。

荷重は水平および鉛直に取付けたアクチュエータの荷重を、変位は水平・鉛直変位および上下端の鋼管の抜き出し量を変位計により計測する。また、全体の軸方向変形およびスタブの水平変位(スタブ表面のひび割れによる)も計測した。鋼管にはひずみゲージを貼付け、鋼管の鉛直方向ひずみを計測する(図-3.3.3)。上下端部 $1.5D$ の範囲には端部から高さ方向 $0, 0.25D, 0.5D, 1.0D, 1.5D$ の位置に、図-3.3.3(a)に示す断面方向位置に、埋込み部には同様に端部から $0.25D, 0.5D, 1.0D, 1.5D$ の位置に、図-3.3.3(b)に示す断面方向位置に示したひずみを計測した。

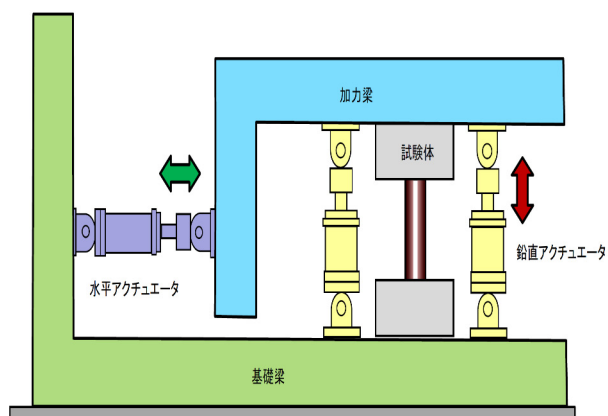


図-3.3.1 载荷方法概略図

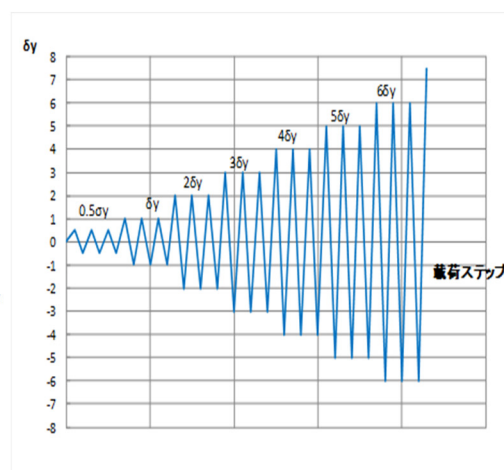


図-3.3.2 载荷ステップ概略図

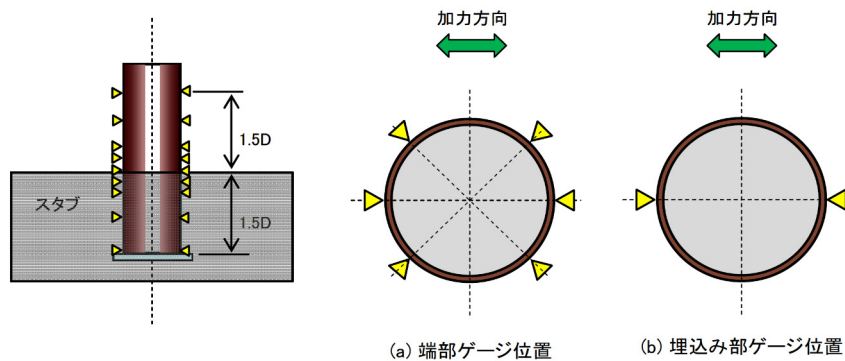


図-3.3.3 ひずみゲージ位置概略図

3.3.2 損傷状況と荷重-変形関係

(1) 試験体(0)

鋼管上端部の圧縮側最外縁のひずみが降伏に達した時点の変位を δy ($=15.8\text{mm}$) とした。その後、 $\pm 3\delta y$ のサイクルから鋼管下端部の圧縮側で鋼管のはらみだしがみられ、 $\pm 4\delta y$ (写真-3.3.1) のサイクルでは、そのはらみだしが顕著となった。以降、 $\pm 5\delta y \sim \pm 9\delta y$ のサイクルでは、上下端の圧縮側鋼管のはらみだしが座屈へと進行し、 $-9\delta y$ (写真-3.3.2) で鋼管上端の引張側に水平に亀裂が生じたが、大きく荷重が低下することはなかった。

荷重-変位関係 (図-3.3.5) では、良好な紡錘形を描いており、エネルギー吸収能力も高い構造となっていたと考えられる。なお、最大荷重は正側で $+3\delta y$ の2回目のサイクル時、負側で $-4\delta y$ の1回目のサイクル時で生じた。なお、荷重については、(4) に示すように、鉛直ジャッキの水平成分影響を補正した。

試験体(0)では、鋼管鉛直方向に引張降伏ひずみに達しているゲージはなく、圧縮降伏だけが計測された。これは、高軸力下では圧縮降伏が先行するため、その後、反対方向に載荷した場合でも圧縮残留ひずみのため、引張を受けていようと、ひずみゲージは圧縮のままとなることが原因と考えられる。荷重-変位関係との対応 (図-3.3.6) を見ると、 $\pm 1 \sim 2\delta y$ のサイクルで、鋼管上下端の鋼管が 45 度位置も降伏ひずみに達している。

(2) 試験体(T)

鋼管下端部の圧縮側最外縁のひずみが降伏に達した時点の変位を δy ($=20.8\text{mm}$) とした。その後、 $\pm 3\delta y$ (写真-3.3.3) の3サイクル目から鋼管上下端部の圧縮側で鋼管のはらみだしが顕著となった。 $\pm 8\delta y$ (写真-3.3.4) で座屈部の下端に亀裂が生じた。補正後の荷重-変位関係 (図-3.3.7) では、 $\pm 3\delta y$ 以降、座屈の進行とともに徐々に荷重が低下し、亀裂の生じた $\pm 8\delta y$ で荷重が若干急激に低下した。荷重-変位関係の形状は全体的に降伏以降、良好な紡錘形を描き、エネルギー吸収能力も高い構造となっていたと考えられる。

試験体(0)と同様に、引張降伏ひずみに達しているゲージはなく、圧縮降伏だけが計測された。荷重-変位関係との対応 (図-3.3.8) を見ると、 $\pm 1 \sim 2\delta y$ で鋼管上下端の鋼管が 45 度位置も降伏ひずみに達している。

(3) 試験体(S)

鋼管下端部の圧縮側最外縁のひずみが降伏に達した時点の変位を δy ($=36.5\text{mm}$) とした。剛性(外径の差異)および材料強度の差異と考えられるが、試験体(0) ($\delta y=15.8\text{mm}$) に比べ降伏変位が 2.3 倍程度大きい。その後、 $\pm 3\delta y$ (写真-3.3.5) のサイクルから鋼管上下端部の圧縮側で鋼管のはらみだしが生じ、その後座屈が進行するとともに徐々に荷重が低下した。 $-5\delta y$ で上側鋼管圧縮側鋼管に、 $+6\delta y$ (写真-3.3.6) で下側鋼管に亀裂が生じた。荷重-変位関係 (図-3.3.9) の形状は、全体的に降伏以降、良好な紡錘形を描いており、エネルギー吸収能力も高い構造となっていたと考えられる。

試験体(0)と同様に、引張降伏ひずみに達しているゲージはなく、圧縮降伏だけが計測された。荷重-変位関係との対応 (図-3.3.10) を見ると、 $\pm 1\sim 2\delta y$ のサイクルで鋼管上下端の鋼管が 45 度位置も降伏ひずみに達している。

(4) 水平荷重の補正

実験で得られた水平荷重は、①水平アクチュエータの出力値および②鉛直軸力の水平成分を補正した水平力の2種類としている。水平成分の補正は、下図に示すように、以下の要領で補正值を算出した。

- ① 各アクチュエータのクレビス間の初期長さ (L) を試験体セット時 (載荷試験開始前) に計測
- ② 試験体の鉛直縮み量 (=アクチュエータの鉛直縮み量) (V1) を試験体に取り付けた全体鉛直変位計で計測 ※縮む方向を-
- ③ 試験体の水平変位 (=アクチュエータの水平変位量) (H1) を試験体に取り付けた全体水平変位計で計測
- ④ L+V1 と H1 の関係から鉛直アクチュエータの傾き (θ) を算出
- ⑤ 傾き (θ) に応じて、鉛直アクチュエータの水平分力を算出
- ⑥ 水平アクチュエータの出力値に鉛直アクチュエータの水平分力を加算

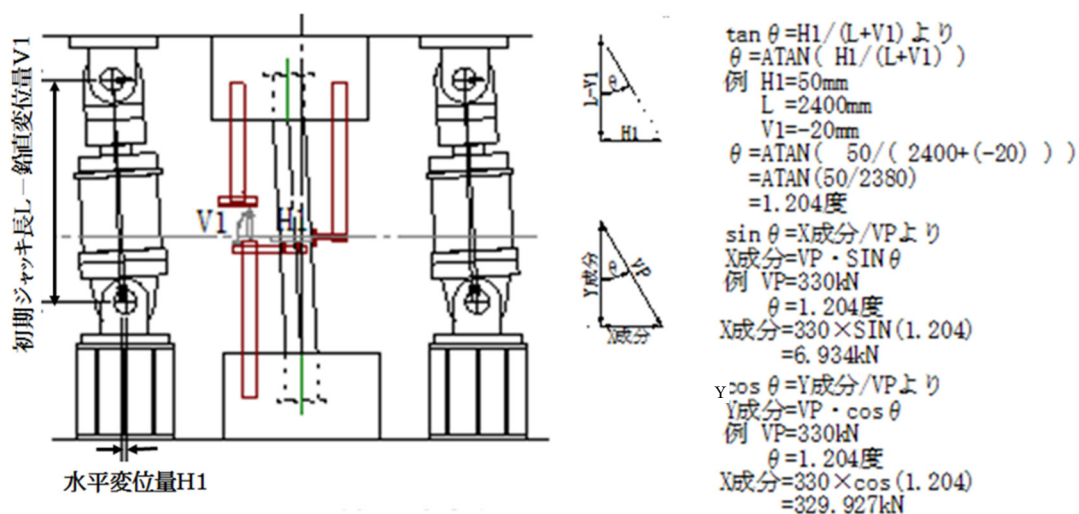


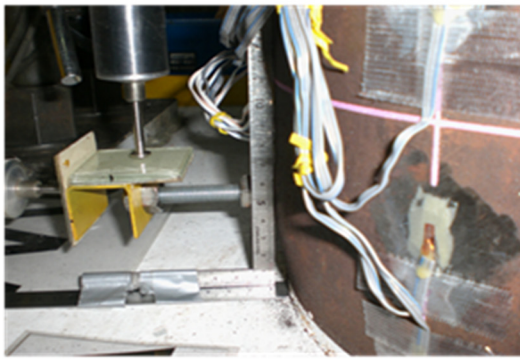
図-3.3.4 水平荷重の補正



写真-3.3.1 損傷状況
(試験体(O) : $-4 \delta y$)



上部圧縮側状況
孕み量は約12mm程度



下部圧縮側状況
孕み量は約6mm程度.側面の孕み量は約3mm程度



写真-3.3.2 損傷状況
(試験体(O) : $-9 \delta y$)



上部引張側状況
完全に鋼管が割れ、内部コンクリートが見えている。



鋼管下部状況
座屈箇所が増えた。目視で把握できる孕み箇所を写真内青矢印で示した。

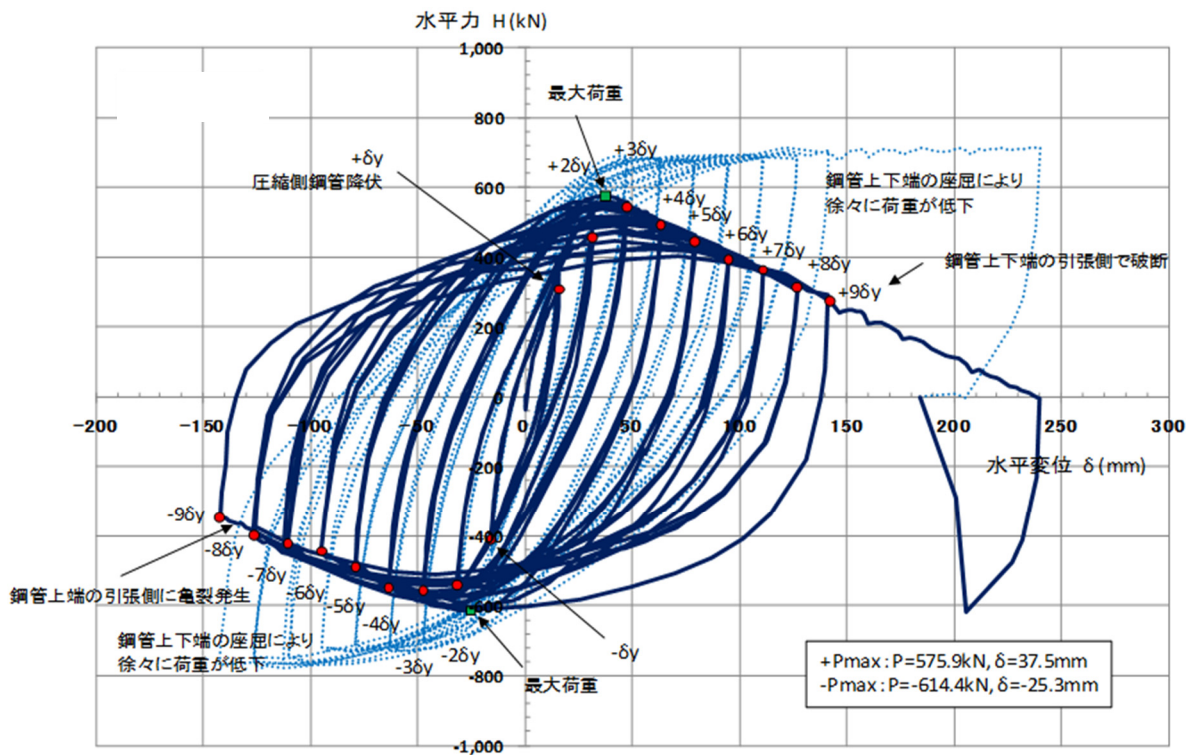


図-3.3.5 荷重-変位関係 (試験体(0)) 点線:鉛直ジャッキの補正前
 実線:鉛直ジャッキの補正後

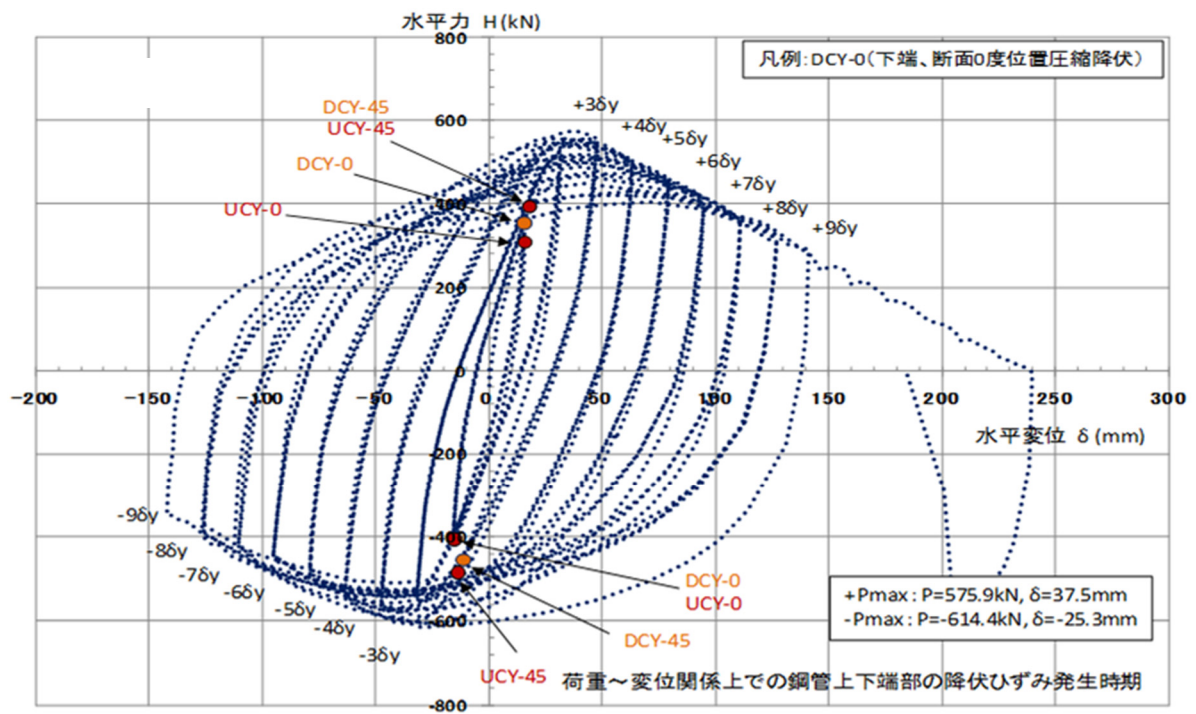


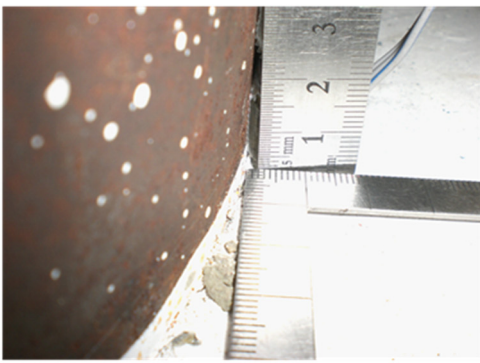
図-3.3.6 鋼管鉛直方向の降伏時点 (試験体(0))



写真-3.3.3 損傷状況
(試験体(T) : + 3 δy)



上部圧縮側スタブ面の表面の剥落範囲が広がる
孕みだしの兆候が見られ始める。(約2mm程度の孕み)



下部圧縮側鋼管の孕みだしが若干発生。(約2mm程度)



写真-3.3.4 損傷状況
(試験体(T) : + 8 δy)



上部引張側状況 孕み量32mm
割れの兆候スジがさらに幅を増した。また、無数の跡のような
割れが発生していた。なお、割れ深さは判断できず。



↑+8 δy -1



↑+8 δy -2

下部引張側状況 孕み量37mm(側面孕み量23mm)
1サイクル目で広がっていた割れが、2サイクル目でさらに
広がった。

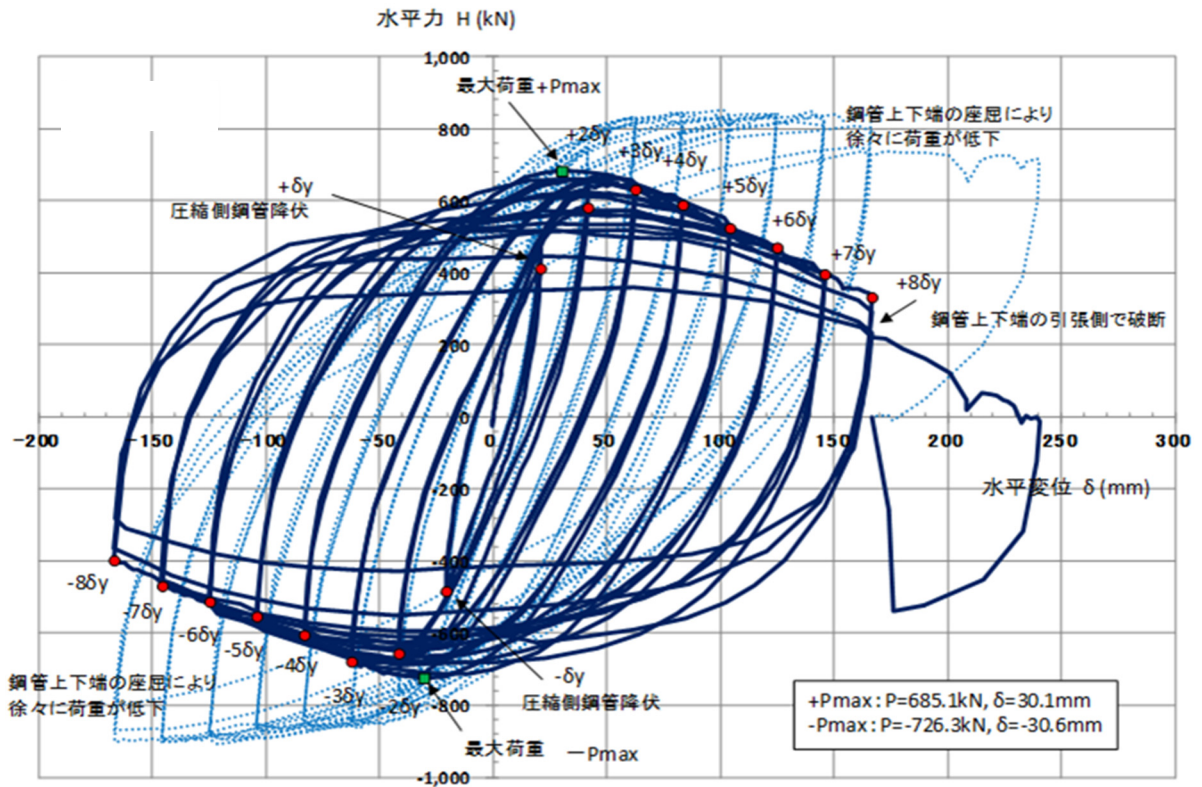


図-3.3.7 荷重-変位関係 (試験体(T)) 点線:鉛直ジャッキの補正前
 実線:鉛直ジャッキの補正後

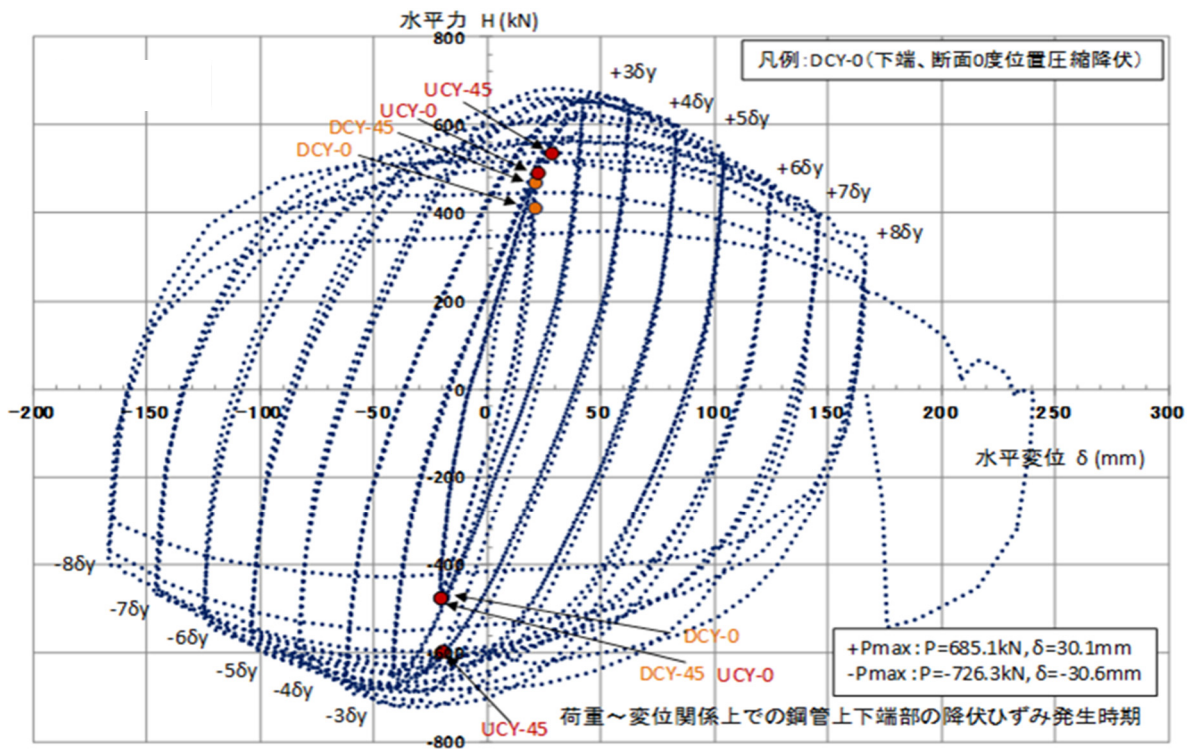
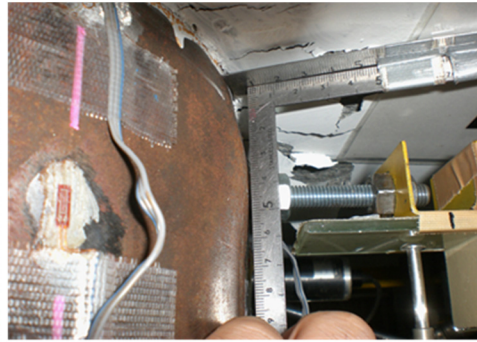


図-3.3.8 鋼管鉛直方向の降伏時点 (試験体(T))



写真-3.3.5 損傷状況
(試験体(S) : - 3 δ y)



上部圧縮側状況
孕み量約6mm
鋼管近傍スタブ面の表面剥離範囲が広がる



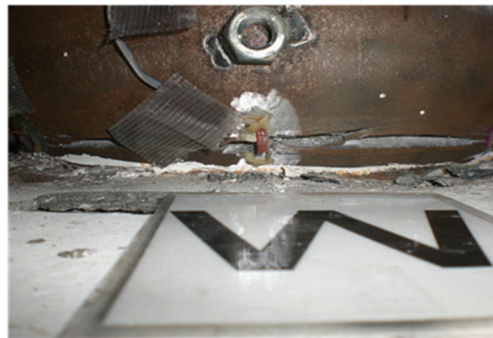
下部圧縮側状況
孕み量約7mm



写真-3.3.6 損傷状況
(試験体(S) : + 6 δ y)



ナット位置では軽微割れが見られる
上部引張側状況 孕み量約21mm(側面孕み量約18mm)
凸部最大点位置近傍に割れが見られたが、内部コンクリートは見えていない。(割れが板厚分、貫通しているかは不明)



下部引張側状況 孕み量約19mm
+5δy-1で発生したスジが割れて内部コンクリートが若干、漏れ出している。

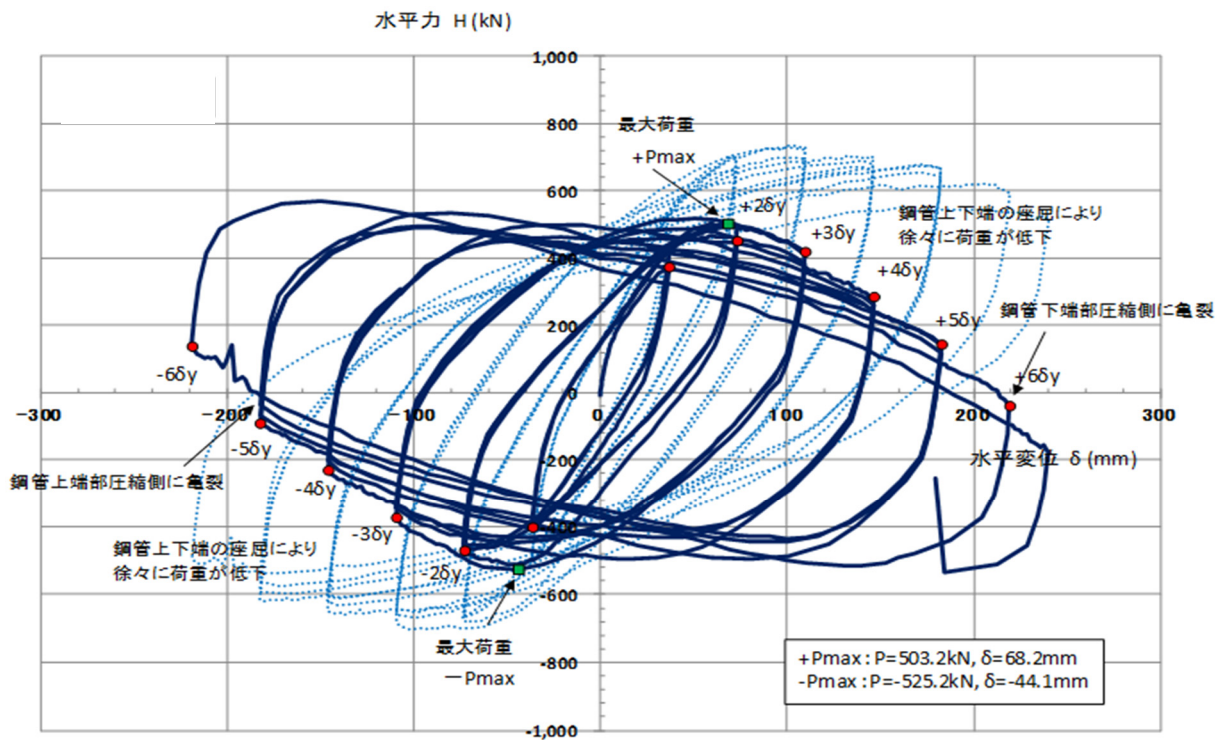


図-3.3.9 荷重～変位関係（試験体(S)）点線：鉛直ジャッキの補正前
 実線：鉛直ジャッキの補正後

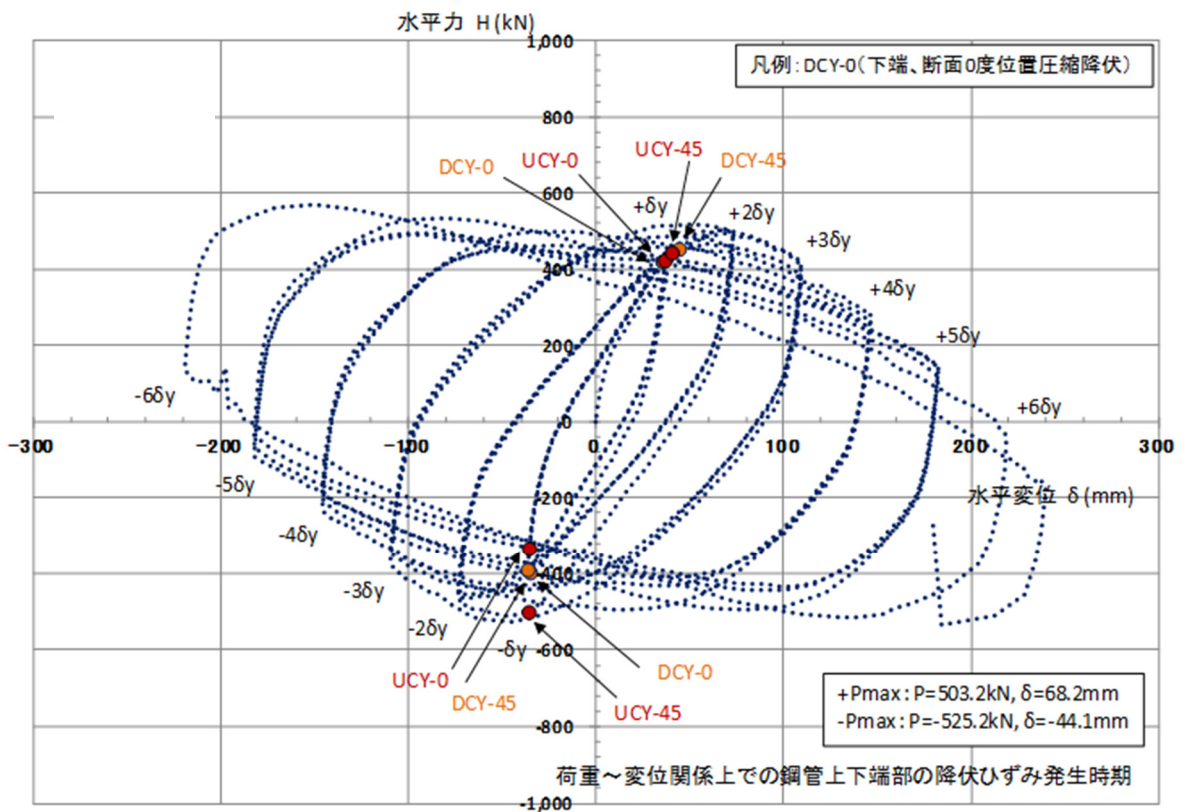


図-3.3.10 鋼管鉛直方向の降伏時点（試験体(S)）

3.3.3 鉛直変位の推移（鉛直支持限界）

大きな鉛直荷重が作用する CFT 構真柱は、地震時に水平変位（部材角）が発生すると、鉛直荷重による CFT 部材端モーメントが付加される、いわゆる P- δ 効果が顕著になる。すなわち、水平変位の増加により徐々に不安定状態に移行し、最終的には鉛直支持機能が果たせなくなる可能性がある。特に、研究対象としている軸力比 0.6 程度の高軸力下においては、地震時水平荷重による部材角だけに着目するのではなく、この鉛直支持機能の観点からも、設計で考慮する荷重-変形特性の限界を設定する必要がある。

そこで、各試験体についてサイクル毎の鉛直変位を部材角との関係で整理した(図-3.3.11)。図中、赤字のステップは荷重補正後の最大荷重達成時のステップであり、どの試験体においても、このステップを境に鉛直変位の増加が顕著になるのが分かる。文献⁶⁾による径厚比 60 の試験体においても、このことが指摘され、最大荷重時を損傷レベル 2 の限界値としている。鉛直支持機能の安定性の観点から、今回対象としている径厚比 30~40 の場合であっても、同様に最大荷重程度までを限界とするのが妥当と考えられる。

最大荷重時の鉛直変位も最大で 15 mm 程度であり、中央新幹線地下駅函体においては、水平部材（RC 床版および縦梁）の耐力上も問題ない範囲であることは、確認されている。また、20 mm 以内であれば、施工時の寸法精度以内であることから、使用上も問題もないものと考えられる。

以上より、最大荷重時を限界とすることで、地震後の状態として、CFT 構真柱の鉛直および水平支持、RC 床版等の水平部材の耐力、使用性が保持されることから、そのまま継続使用できる可能性も高くなるものと考えられる。

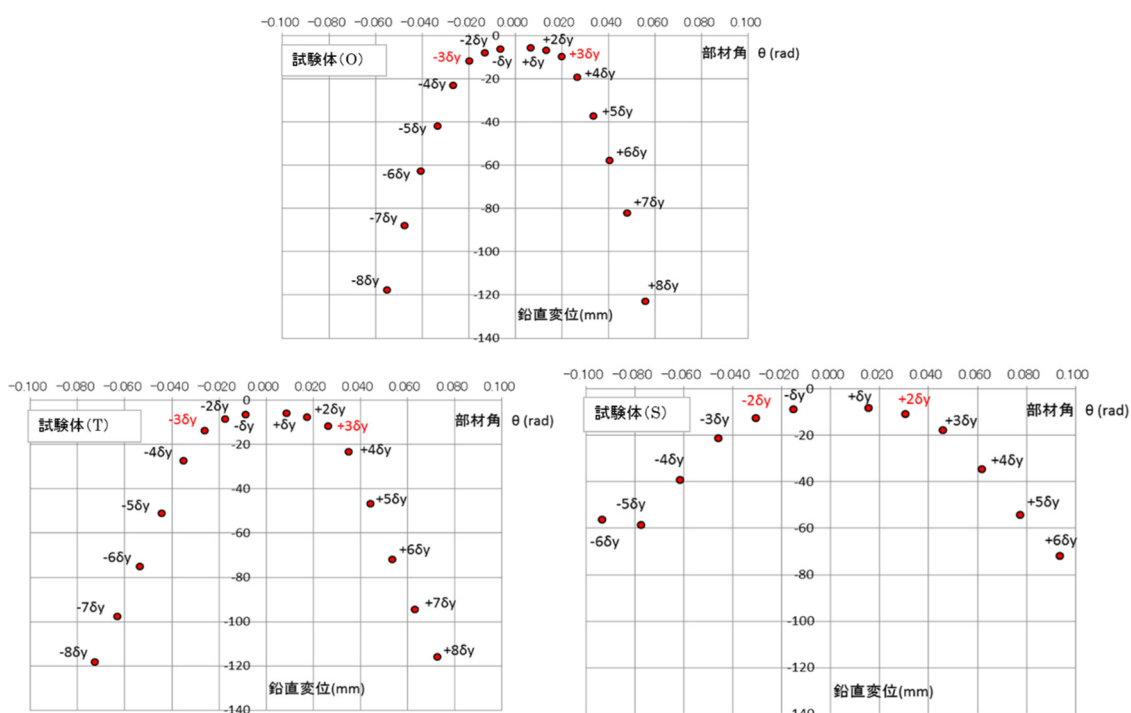


図-3.3.11 部材角-鉛直変位（鉛直変位の推移）

3.3.4 鋼管ひずみの鉛直方向分布 (CFT 塑性ヒンジ範囲)

ここでは、鋼管のひずみ鉛直方向分布から、塑性ヒンジ区間 (L_p) について調査した。塑性ヒンジ区間とは、図-3.3.12 に示す通り、文献⁶⁾ で定義された、鋼管が降伏した範囲で、変位を算出する際に曲率を一定と見なす範囲である。文献⁶⁾ では、この塑性ヒンジ区間 (L_p) を $L_p = D \cdot \{1.5(N' / N'_y)^2 + 0.5\}$ (ここで、 D : 鋼管外径, N' / N'_y : 軸力比) で算出することとしている。CFT 部材の荷重・変形特性を定式化するのに重要な要素となることから、高軸力の径厚比の小さい本試験体でもその算出式が妥当であるか確認する。

図-3.3.13 に試験体(O)の鋼管下端部の鉛直方向ひずみ分布 (正載荷時) について示す。図中には、上記算定式で算出した L_p を破線で示している。鋼管上端部および負載荷時についても、同様の傾向であること、また、試験体(T)(S)についても試験体(O)と同様の傾向となることは確認している (付録1)。

図-3.3.13(b)から、圧縮側は $1 \sim 2 \delta y$ の間で L_p 区間全域にわたり圧縮降伏に達している。図-3.3.13(a)からは、引張側において最大荷重付近の $3 \sim 4 \delta y$ の間で L_p 区間全域にわたり圧縮降伏に達する。引張側では、荷重ステップの進行により引張ひずみ側に移行するはずだが、交番荷重による座屈の進展により、圧縮残留ひずみの蓄積が引張ひずみ側への進展よりも勝るものと考えられる。これは、軸力比 0.2 程度の実験 (例えば、文献⁷⁾) では見られない現象であることから、高軸力特有の現象と考えられる。最大荷重以降、圧縮側でも引張側でも L_p 区間では圧縮ひずみが進展し、3.3.3 で述べたように鉛直変位も進展するものと考えられる。また、 0° と 45° 方向のひずみの進展度合いがあまり変わらないのは、水平荷重する前に、高軸力による圧縮ひずみが顕著であるため、水平荷重の早い段階で鋼管全面の降伏に至ったためと考えられる。以上、鋼管鉛直方向ひずみの分布 (図-3.3.13(a)(b)) から、最大荷重時までは算定式による L_p は妥当であると考えられる。

図-3.3.13(c)から、鋼管断面周方向のひずみは、最大荷重付近の $3 \sim 4 \delta y$ で L_p 区間全域にわたり、どの方向も降伏に達している。これは、鋼管内のコンクリートのはらみだしを拘束する鋼管のフープテンションと考えられる。周方向のひずみの進展とその鉛直方向の分布からも、最大荷重付近までの算出式による L_p は妥当と考えられる。

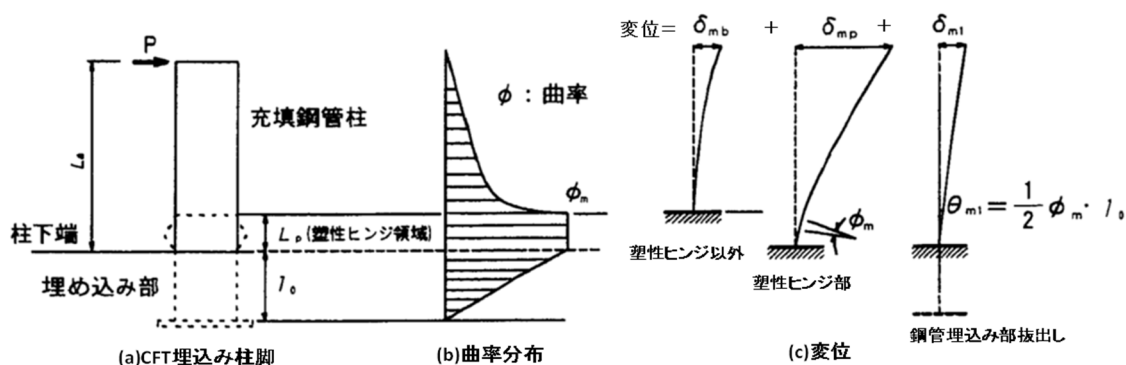


図-3.3.12 最大荷重時 (M 点) における曲率分布の仮定 文献⁶⁾

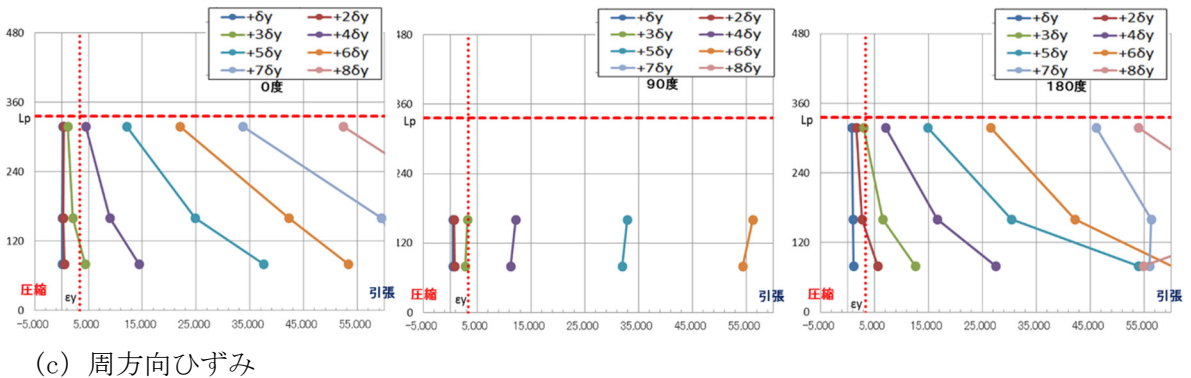
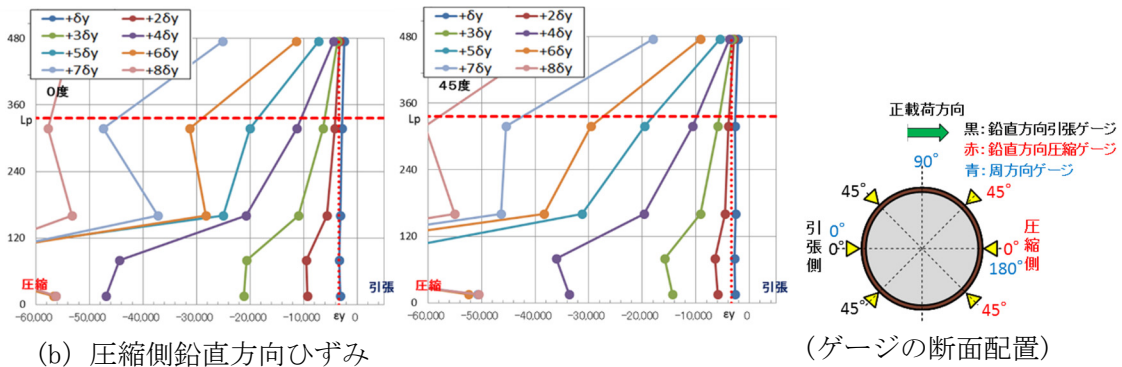
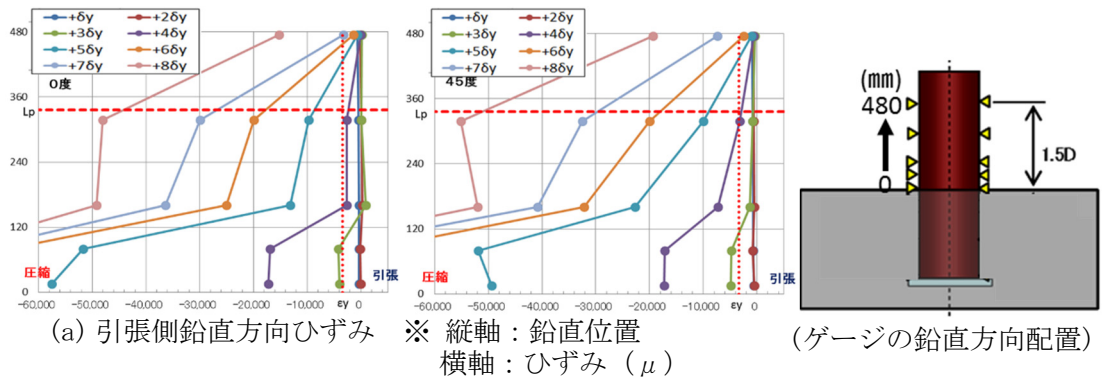


図-3.3.13 試験体(0)の鋼管下端部のひずみ鉛直方向分布 (正載荷時)

3.3.5 埋込み部鋼管ひずみの鉛直方向分布 (スタブ埋込み部からの鋼管拔出し)

ここでは、CFT 鋼管のスタブ埋込み部からの拔出しによる、部材角への影響を調査する。文献⁶⁾では、図-3.3.12 に示す通り、全体の変位を算出するのに、埋込み部からの鋼管の拔出しを考慮している。この拔出し量は、埋込み部の鋼管鉛直ひずみを三角形分布と仮定して算出することとしている。この拔出しについても、CFT 部材の荷重・変形特性を定式化するのに重要な要素となることから、高軸力の径厚比の小さい本試験体でもその算出式が妥当であるか確認する。

図-3.3.14 に試験体(0)について、鋼管下端埋込み部のひずみおよび曲率の鉛直方向分布 (正載荷時) を示す。鋼管上部および負載荷時についても、同様の傾向であること、ま

た、試験体(T)(S)についても試験体(0)と同様の傾向となることは確認している(付録2)。埋込み部の鋼管鉛直ひずみは、鋼管定着PLからスタブ天端に向かって、引張側および圧縮側それぞれの方向へ大きくなる三角形分布と見なせる。また、最終ステップまでどのひずみもほぼ降伏範囲内に留まっている。

同図(b)には、埋込み部のCFT断面曲率 ϕ ($=10^6 \times (\text{引張ひずみ} - \text{圧縮ひずみ}) / \text{鋼管径}$)を示すが、これも同様にスタブ天端に向かって大きくなる三角形分布とほぼ見なせることから、文献⁶⁾の仮定の妥当性が確認できる。また、荷重ステップに伴い増大するものの、最大荷重付近(3~4 δy)以降は停滞する傾向にある。

図-3.3.16には、スタブに埋込まれた鋼管の伸び出し量を鋼管に貼り付けたひずみゲージを積分して算定(図-3.3.15)した抜き出し回転角を荷重ステップ毎に部材角との関係で示した。文献⁶⁾によるCFT部材降伏時の抜き出し回転角 θ_{y1} の計算値は、ほぼ最大荷重(3~4 δy)付近となる。同文献による最大荷重時の抜き出し回転角 θ_{m1} の計算値は、回転角の上限を過大に評価する。これらは、どの試験体においてもほぼ同様の傾向を示す。これは、埋込み部の引張ひずみのレベルが降伏以内であり小さいこと、3.3.2および3.3.4で示すように、CFT端部の座屈および圧縮ひずみが最大荷重後に急速に進展し、荷重が低下する影響で埋込み鋼管の伸び出しが少なくなるためと考えられる。文献⁶⁾では、高軸圧縮の影響を軸力比0.2程度の試験体で作成しているため、軸力比が高い本試験結果を過大評価している。

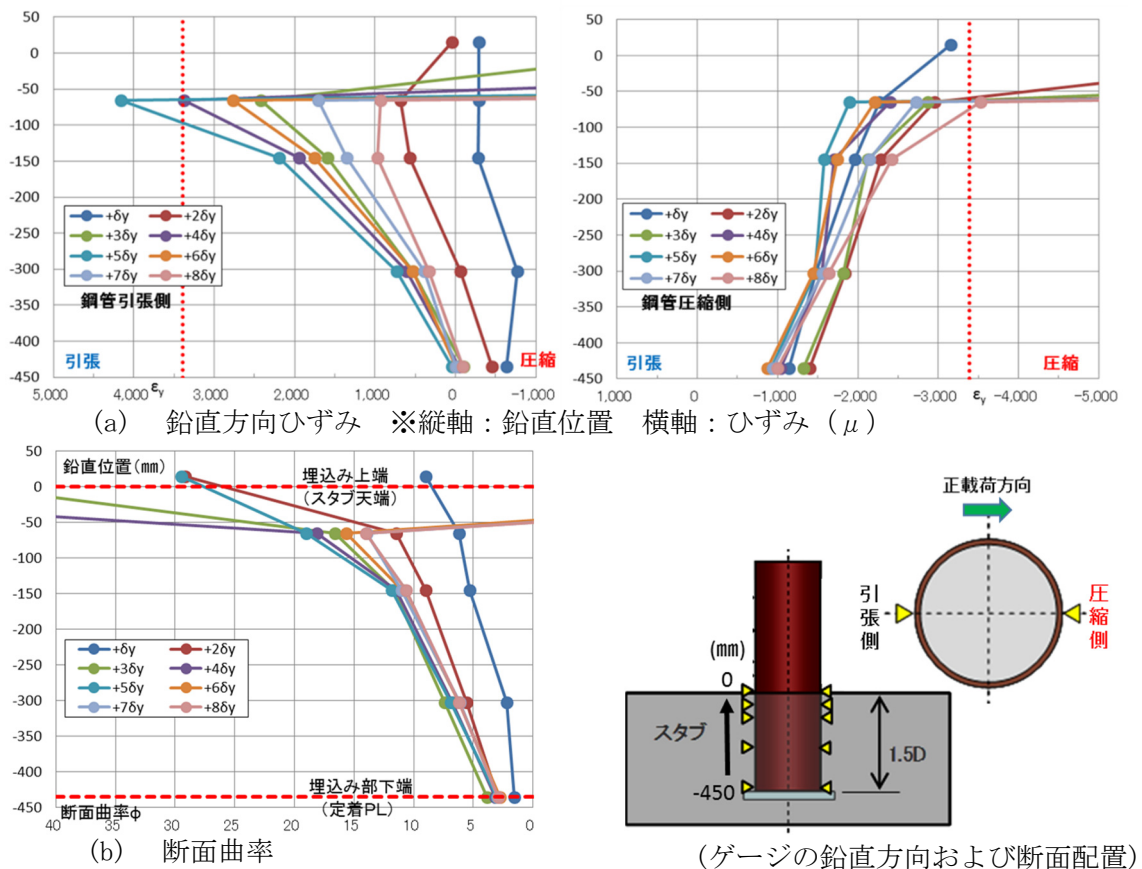
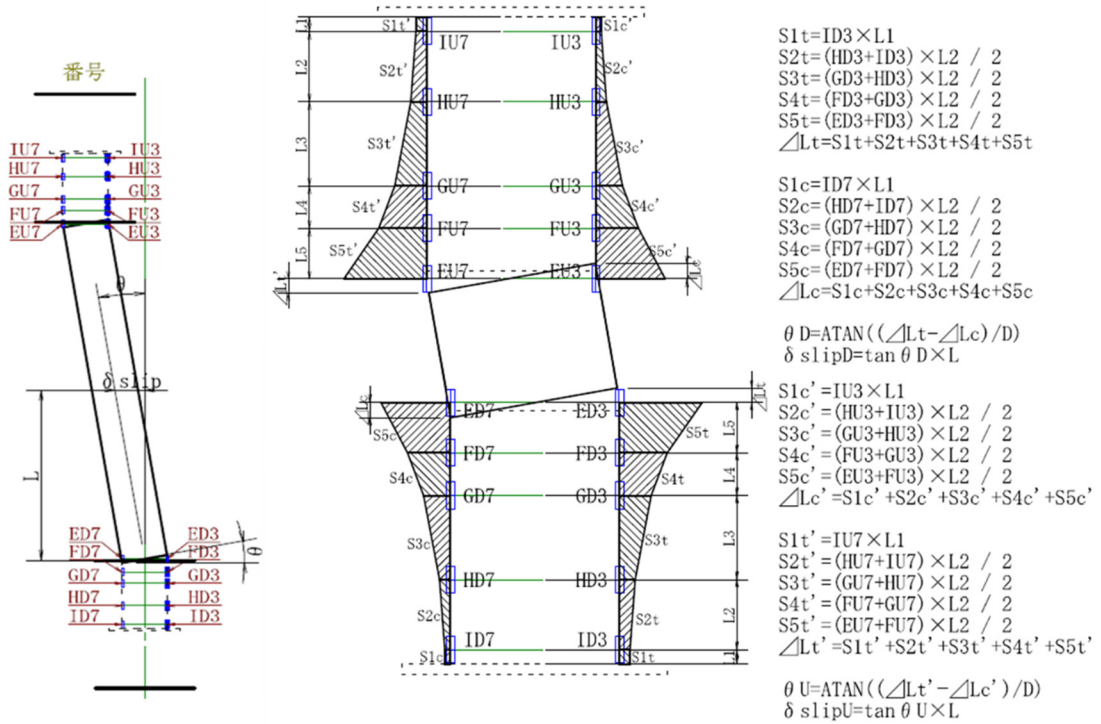


図-3.3.14 試験体(0)の鋼管下端埋込み部のひずみ・曲率鉛直方向分布(正載荷時)



※ひずみ ゲージの計測値を材軸方向に積分（各区間で積分し足し合わせる）。
 ※圧縮側、引張側それぞれで材軸方向のひずみ分布の面積を求める。→鉛直方向の縮み量、伸び量に相当
 ※縮み量および伸び量の合計を鋼管径で除す（鋼管の伸び出しによる回転角）

図-3.3.15 スタブ内の鋼管抜け出し量の算定

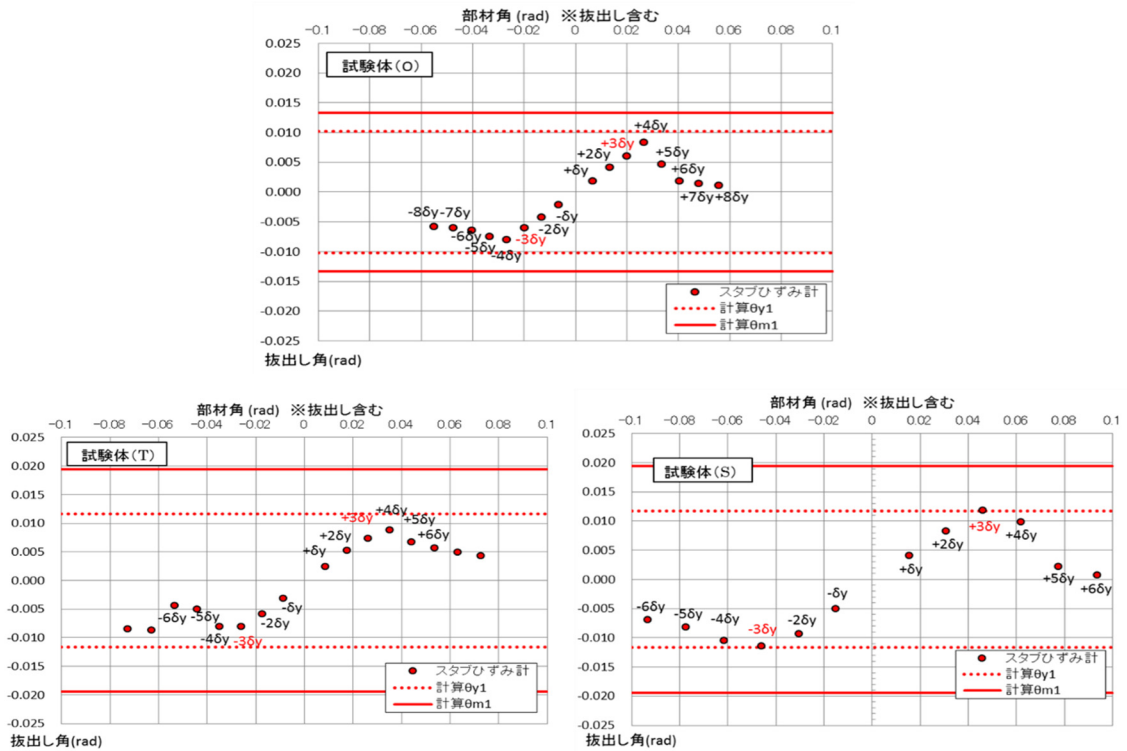


図-3.3.16 部材角-抜出し角（鋼管埋込み部からの抜き出し量の推移）

3. 4 既往の評価法の適用性

ここでは、本研究範囲である軸力比 0.6 程度の試験体について、文献⁶⁾による評価法の適用性について述べる。図-3.4.7に各試験体の「曲げモーメント-変形角」について、文献⁶⁾による荷重変位の計算値との比較を示す。ここで、曲げモーメント値はP- δ 効果を考慮して、水平変位による軸方向荷重の付加モーメントを考慮している。また、変形角については、スタブからの鋼管抜け出しの影響を除いたもの（拔出しなし）でも比較した。さらに、実験で確認された鋼管最外縁および45°位置の圧縮降伏時点（正負荷）についても示した。また、同図の計算値については、充填コンクリートの曲げひび割れ発生時点、鋼管最外縁および45°位置の圧縮または引張降伏時点を示した。

損傷の進展状況については、計算ではどの試験体においても、最大曲げモーメントに達する少し手前で45°位置での引張降伏が発生するものと評価している。実験では、計測ゲージで引張降伏に達しているものはなかったが、計算では単調荷重（プッシュオーバー）を仮定して計算しているため、3.3.2で述べた交番による圧縮残留ひずみの影響を考慮していないためと考えられる。図-3.4.8に試験体(0)について、スタブ上面から0.25D位置の各降伏時点での断面ひずみ分布を示した。同図には、ひずみ分布の計算値も示した。最外縁および45°圧縮降伏時の図心より圧縮側での分布は計算と近似しているものの、引張側では計算値ほどひずみが進展していないのがわかる。さらに、最外縁および45°引張降伏へと曲げモーメントが増加すると、計算でのひずみは引張側に大きく進展し、断面曲率も増大していくものの、実験結果は圧縮ひずみが増大し、ひずみ分布も計算のように直線とならず、凸型となる。これは、外縁部ほど交番荷重による残留ひずみの影響が大きいためと考えられる。しかし、図-3.4.7で示すように、計算値では、充填コンクリートの曲げひび割れ発生→鋼管最外縁の圧縮降伏→鋼管45°位置の圧縮降伏→鋼管最外縁の引張降伏→鋼管45°位置の引張降伏の順で損傷が進展していること、鋼管最外縁および45°位置の引張降伏時の荷重は最大荷重の8~9割程度まで高く評価できていることから、高軸力の影響は評価出来ているものと考えられる。本研究では、単調荷重実験（プッシュオーバ）を実施していないが、プッシュオーバー荷重実験と計算値との損傷の発生状況の整合性については、今後の課題である。

図-3.4.7によると、圧縮降伏曲げモーメントについては、試験体(0)および(T)ではほぼ妥当に計算値は評価しているものの、高強度材料を用いた試験体(S)では過小評価している。これは、計算での高強度鋼管の降伏歪および応力-ひずみ関係の設定方法が計算で仮定しているものと異なることが要因と考えられる。最大曲げモーメントにおいては、どの試験体においても、計算値はほぼ実験値を評価できているものと考えられる。

変形については、拔出しなしでの実験と計算値を比較すると、各降伏時の躯体変形を過小評価することがわかる。実験では、鋼管の交番荷重による塑性ひずみ履歴による降伏強度の軟化（パウジンガー効果）が生じたことなども要因と考えられるが、高圧縮軸力下で

これらの要因が変形に与える影響については別の研究に委ねたい。一方、スタブコンクリート埋込み部からの鋼管の抜け出しによる変形角については、3.3.5でも述べたように、過大評価する傾向にある。この変形角はスタブ埋め込み部の鋼管の軸方向引張ひずみに因るものであるが、これも、残留圧縮ひずみの影響でスタブ内鋼管の引張ひずみが十分に進展しなかったためと考えられる。3.3.5でも述べたように、高軸力の場合の拔出し量は θ_{y1} 程度を頭打ちとして設定する必要があると考えられるが、この点についても今後の課題としたい。

しかし、計算での躯体の変形角とスタブコンクリートからの鋼管抜け出し変形角との割合は実験とは異なるものの、両方を足し合わせた全体の変形（拔出しあり）としては、少々過小ぎみであるが、文献⁶⁾と本実験で確認されたパラメータ範囲内であれば実用的には安全側に評価できているものと考えられる。

【以下、文献⁶⁾による荷重変位の計算方法を示す。】

曲げモーメント分布が直線的に変化する部材は、部材の非線形性を部材端部の曲げモーメントと部材角の関係（M- θ 関係）により表す。ここで、部材角は部材の非線形性を部材端部に集約した材端ばねの回転角を指す。この場合、曲げモーメントと部材角の関係は、図-3.4.1のようなテトラリニアモデルにより表す。

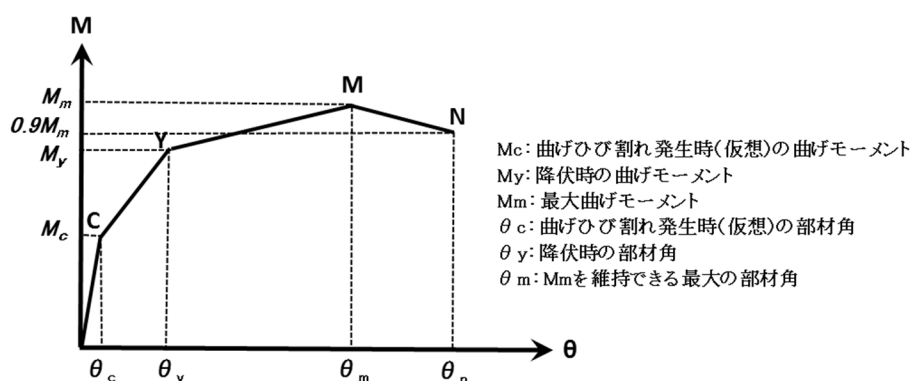


図-3.4.1 部材端部の曲げモーメントと部材角の関係

(i) C点

① 曲げモーメント M_c

曲げひび割れ発生時の曲げモーメントで、充填コンクリートの縁引張応力度が(式3.4.1)に示す設計曲げひび割れ強度に達するときの曲げモーメント。

$$f_{bck} = k_{ob} k_{ib} f_{tk} \quad (\text{式 3.4.1})$$

ここに、

$$k_{ob} = 1 + \frac{1}{0.85 + 4.5(h/l_{ch})}, \quad k_{ib} = \frac{0.55}{\sqrt[4]{h/1000}} \quad (\geq 0.4)$$

k_{0b} : コンクリートの引張軟化特性の起因する引張強度と曲げひび割れ強度の関係を表す係数

k_{1b} : 乾燥, 水和熱などその他の原因によるひび割れ強度の低下を表す係数

h : 部材高さ (mm) (≥ 200)

l_{ch} : 特性長さ (mm), $l_{ch} = 1000G_F \cdot E_c / f_{tk}^2$

E_c : ヤング係数 (kN/mm^2)

G_F : 破壊エネルギー (N/mm), $G_F = 1/100 \cdot (d_{max})^{1/3} \cdot f'_{ck}{}^{1/3}$

d_{max} : 粗骨材最大寸法 (mm)

f_{tk} : 引張強度の特性値 (N/mm^2), $f_{tk} = 0.23f_{ck}{}^{2/3}$

f'_{ck} : 圧縮強度の特性値 (N/mm^2)

② 部材角 θ_c .

部材の全断面を有効として算定した M_c 時の部材角.

(ii) Y 点

① 曲げモーメント M_y

コンクリート充填鋼管(円形断面)部材の Y 点は, 水平力作用方向に対して最外縁 (0°) または 45° 位置でのそれぞれ圧縮側および引張側鋼管が降伏ひずみ, または局部座屈強度に達した時をそれぞれ算定する. 曲げモーメント M_y は, 図-3.4.2 に示すようにコンクリート充填断面をファイバー要素に分割し, 以下の仮定を用いて算定してよい.

- 1) 縦ひずみは, 部材断面中立軸からの距離に比例する.
- 2) コンクリートの引張応力は無視する.
- 3) コンクリートおよび鋼管の応力・ひずみ関係は, それぞれ (式 3.4.2) および図-3.4.3 に示すモデルと用いる.
- 4) 軸力は, 鋼管およびコンクリートに均等に載荷され, 軸力による鋼管とコンクリートの軸ひずみは同じとする. 算出手順は, 上記位置で鋼管が降伏ひずみに達した時の断面内ひずみ分布を平面保持の仮定を用いて, 材料の応力・ひずみ関係からコンクリートの圧縮応力度の合力, 引張鋼材の合力と圧縮鋼材の合力を算定し, 部材断面内の力の釣合い条件を満足するように中立軸位置を求めて, 図心軸周りの曲げモーメントとして M_y を算定する.

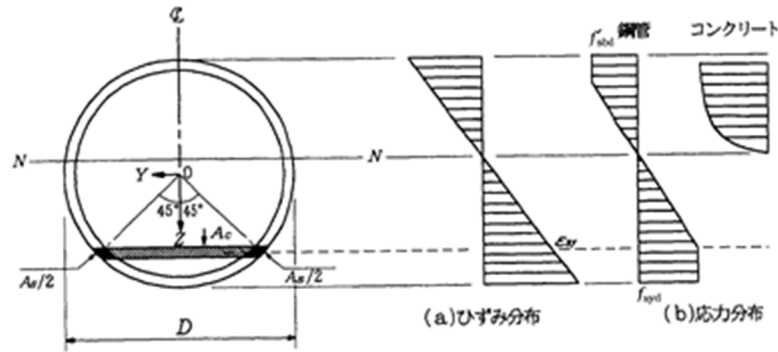


図-3.4.2 断面内の分割要素と応力・ひずみ分布

$$\sigma'_c = \frac{f'_{cc} \cdot x \cdot r}{r - 1 + x^r} \quad (\text{式 3.4.2})$$

ここに,

σ'_c : 鋼管により拘束されたコンクリートの圧縮応力度 (N/mm^2)

f'_{cc} : 鋼管により拘束されたコンクリートの最大圧縮強度 (N/mm^2) で次式により算定する.

$$f'_{cc} = f'_{cd} \left(2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94\sigma'_l}{f'_{ck}} \cdot \frac{2\sigma'_l}{f'_{ck}}} - 1.254 \right)$$

f'_{cd} : コンクリートの設計圧縮強度 (N/mm^2)

f'_{ck} : コンクリートの圧縮強度の特性値 (N/mm^2)

σ'_l : 鋼管による拘束応力度 (N/mm^2) で次式により算定する.

$$\sigma'_l = \frac{2 \cdot t \cdot f_{syd}}{D - 2t}$$

D: 鋼管の外径 (mm)

t: 鋼管の板厚 (mm)

f_{syd} : 鋼管の設計降伏強度 (N/mm^2)

$$x = \frac{\varepsilon'_c}{\varepsilon'_{cc}}$$

ε'_c : コンクリートの圧縮ひずみ

ε'_{cc} : 最大圧縮強度 (f'_{cc}) 時のコンクリートの圧縮ひずみで次式により算定する.

$$\varepsilon'_{cc} = 0.002 \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_{cd}} - 1 \right) \right]$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}}$$

E_c : コンクリートのヤング係数 (N/mm^2)

E_{sec} : 鋼管により拘束されたコンクリートの割線弾性係数 (N/mm^2) で次式により算定する.

$$E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\epsilon'_{cc}}$$

M点における曲げモーメントMmを算出する際のコンクリートの終局圧縮ひずみ ϵ'_{cu} として ϵ'_{cc} を用いる.

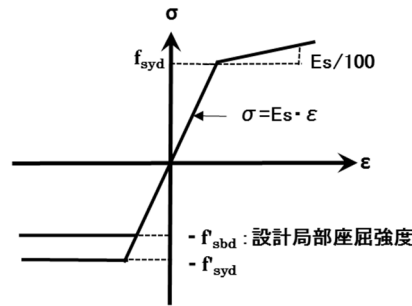


図-3.4.3 ひずみ硬化を考慮した鋼管の応力-ひずみ曲線

$$f'_{sbd} / f'_{syd} = f$$

$$f'_{sbd} / f'_{syd} = 0.723f + \frac{0.033}{R_t} \quad \left(\frac{0.119}{f} < R_t < \frac{0.355}{f} \right)$$

ここに, f'_{sbd} : 設計局部座屈強度

f'_{syd} : 設計圧縮降伏強度

R_t : 径厚比パラメータ

$$R_t = 1.65 \frac{f'_{syk} \cdot r}{E_s \cdot t}$$

f'_{syk} : 引張降伏強度の特性値

E_s : ヤング係数

r : 半径 (中心から外縁までの距離)

t : 板厚

f : 応力勾配による係数 ($= 1 + \Psi / 10$)

Ψ : 応力勾配 $\Psi = (\sigma_1 - \sigma_2) / \sigma_1$ ($0 \leq \Psi \leq 2$)

σ_1 : 曲げにより, 鋼材に圧縮が生じる側の合応力度 (圧縮を正)

σ_2 : 曲げにより, 鋼材に引張が生じる側の合応力度 (圧縮を正)

② 部材角 θ_y

Y点における部材角は, (式 3.4.3) により算定する.

$$\theta_y = \theta_{y0} + \theta_{y1} = (\delta_{y0} / L_a) + \theta_{y1} \quad (\text{式 3.4.3})$$

ここに, θ_y : Y点における部材角

θ_{y0} : Y点におけるく体変形による部材角 ($= \delta_{y0} / L_a$)

L_a : せん断スパン

δ_{y0} : Y点におけるく体変形による変位で, 図-3.4.4に示すように部材を材軸方向に沿って分割し, それぞれの断面の曲率を2階積分することにより算定する. 曲率の算定にあたっては, 分割断面ごとに軸力と曲げモーメントの釣合い条件から算定する.

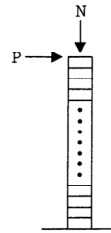
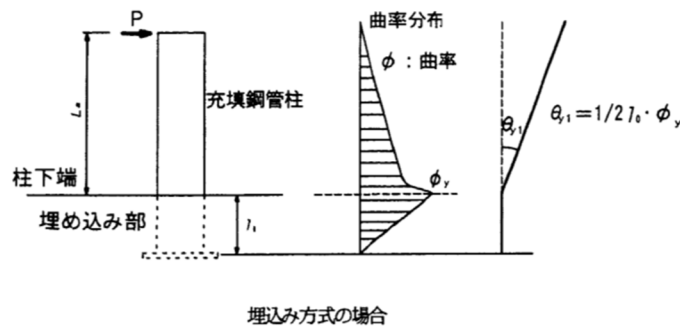


図-3.4.4 材軸方向断面分割図

θ_{y1} : Y点における部材接合部からの鋼管の拔出しによる部材端部の回転角で, 接合部の曲率分布を図-3.4.5のように仮定し, (式3.4.4)により算定.



埋込み方式の場合
図-3.4.5 Y点における曲率分布の仮定

$$\theta_{y1} = \phi_y \cdot l_0 / 2 \quad (\text{埋込み方式の場合}) \quad (\text{式 3.4.4})$$

ここに, ϕ_y : Y点における曲率 ($= \varepsilon_{sy} / (d - x_y)$)

ε_{sy} : 引張鋼管の降伏ひずみ

d : 鋼管圧縮縁から鋼管ひずみの定義位置

x_y : 鋼管圧縮縁から中立軸までの高さ

l_0 : 部材端部の埋込み長

(iii) M点

① 曲げモーメント M_m

M点における曲げモーメント M_m は, コンクリートの圧縮ひずみが ε'_{cc} に達するときの曲げモーメントとし, (ii)①に基づき算定する.

② 部材角 θ_m

M点における部材角は, (式3.4.5)により算定する.

$$\theta_m = \theta_{m0} + \theta_{m1} = (\delta_{m0}/L_a) + \theta_{m1} \quad (\text{式 3.4.5})$$

ここで, θ_m : M点における部材角

θ_{m0} : M点におけるく体変形による部材角 ($= \delta_{m0}/L_a$)

δ_{m0} : M点におけるく体変形 ($\delta_{m0} = \delta_{mb} + \delta_{mp}$)

δ_{mb} : M点における塑性ヒンジ以外の曲げ変形による変位で, 図-3.4.4 に示すように部材を材軸方向に沿って分割し, それぞれの断面の曲率を2階積分することにより算定する. 曲率の算定にあたっては, 分割断面ごとに軸力と曲げモーメントの釣合い条件から算定する. (図-3.4.6)

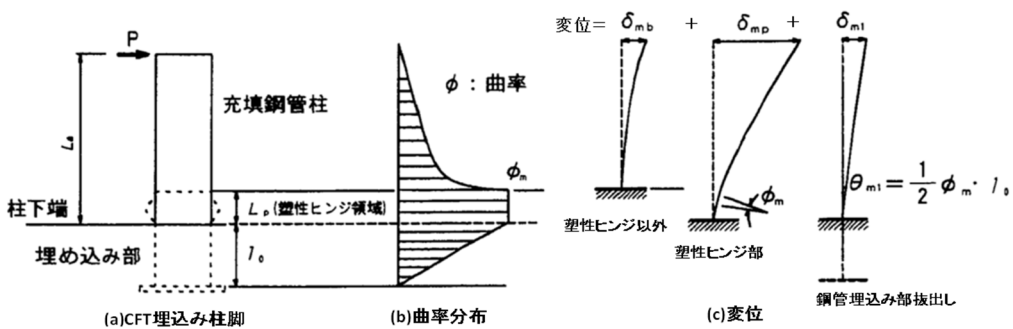


図 3.4.6 M点における曲率分布の仮定

δ_{mp} : M点における塑性ヒンジ部の曲げ変形による変位で次式で算定する.

$$\delta_{mp} = \theta_{pm} \cdot (L_a - (1/2) L_p)$$

θ_{pm} : M点における塑性ヒンジ部の曲げ変形による回転角で次式により算定

$$\theta_{pm} = 1.88 (f_{syd}/E_s) \cdot (D/t/100)^{-1} + 0.0054$$

f_{syd} : 鋼管の設計引張降伏強度

E_s : 鋼管にヤング係数

L_p : 等価塑性ヒンジ長で次式により算定

$$L_p = D \{1.5 (N^* / N_y^*)^2 + 0.5\}$$

D : 鋼管径

N^* : 作用軸力

N_y^* : コンクリート充填鋼管断面の全塑性軸力

$$= f_{syk}^* \cdot A_s + k_c \cdot f_{cd}^* \cdot A_c$$

f_{syd}^* : 鋼管の設計圧縮降伏強度

A_s : 鋼管の断面積

k_c : 強度の低減係数 ($= 1 - 0.003 f_{ck}^* \leq 0.85$)

f_{cd}^* : コンクリートの設計圧縮強度

A_c : コンクリートの断面積

L_a : せん断スパン

θ_{m1} : M点における部材接合部からの鋼管の拔出しによる部材端部の回転角で、接合部の曲率分布を図-3.4.6のように仮定し、(式3.4.6)により算定する。

$$\theta_{m1} = \phi_m \cdot I_0 / 2 \quad (\text{埋込み方式の場合}) \quad (\text{式 3.4.6})$$

$$\phi_m : \theta_{pm} / L_p$$

I_0 : 部材端部の埋込み長

(iv) N点

① 曲げモーメント M_n

N点における曲げモーメント M_n は、M点における曲げモーメント M_m の90%まで低下した点とする。

② 部材角 θ_n

N点における部材角は、(式3.4.7)により算定する。

$$\theta_n = \theta_{n0} + \theta_{n1} = (\delta_{n0} / L_a) + \theta_{n1} \quad (\text{式 3.4.7})$$

ここで、 θ_n : N点における部材角

θ_{n0} : N点におけるく体変形による部材角

δ_{n0} : N点におけるく体変形 ($\delta_{n0} = \delta_{nb} + \delta_{np}$)

δ_{nb} : N点における塑性ヒンジ以外の曲げ変形による変位で、図-3.4.4に示すように部材を材軸方向に沿って分割し、それぞれの断面の曲率を2階積分することにより算定する。このとき、曲率の算定にあたっては、除荷の影響は考慮しなくてよい。

δ_{np} : N点における塑性ヒンジ部の曲げ変形による変位で次式により算定

$$\delta_{np} = \theta_{pn} \cdot (L_a - \frac{1}{2} L_p)$$

L_p : 等価塑性ヒンジ長で (iii) ②により算定する。

θ_{pn} : 塑性ヒンジ部の回転角で、M点とN点の間の塑性ヒンジ回転角の増分 $\Delta \theta_p$ を用いて次式により算定する。

$$\theta_{pn} = \theta_{pm} + \Delta \theta_p$$

θ_{pm} : M点における塑性ヒンジ部の回転角で (iii) ②により算定

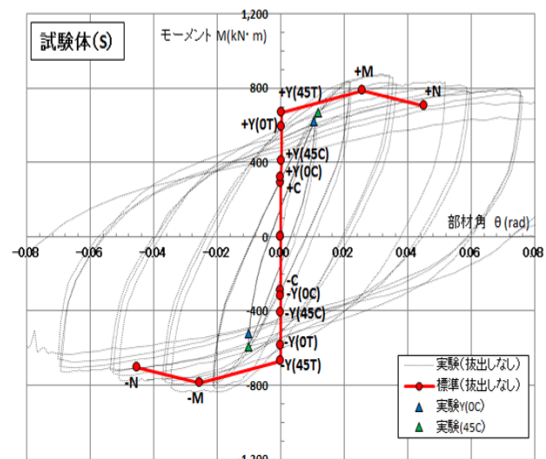
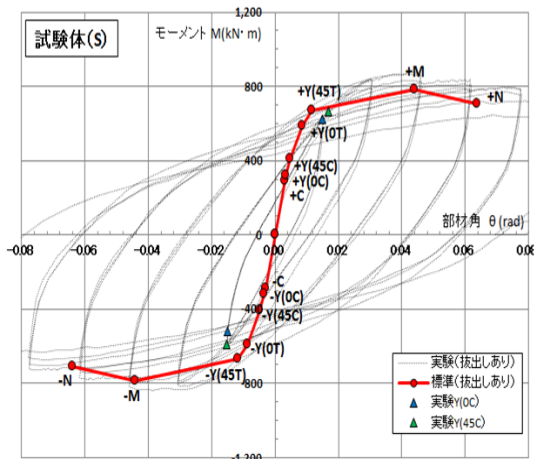
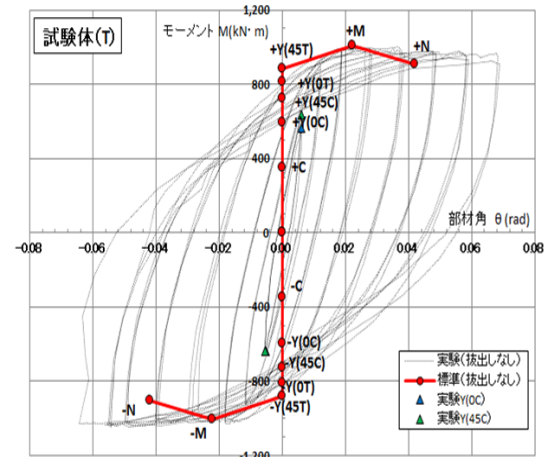
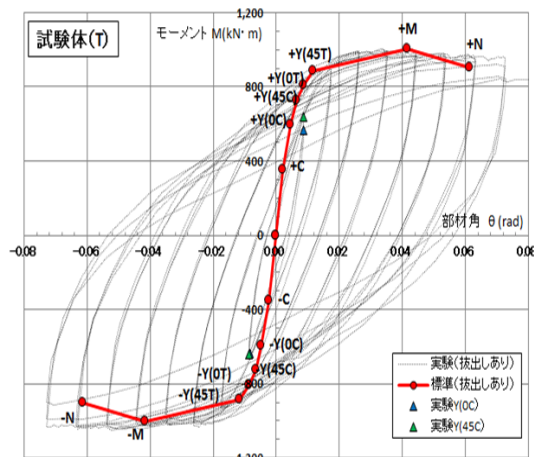
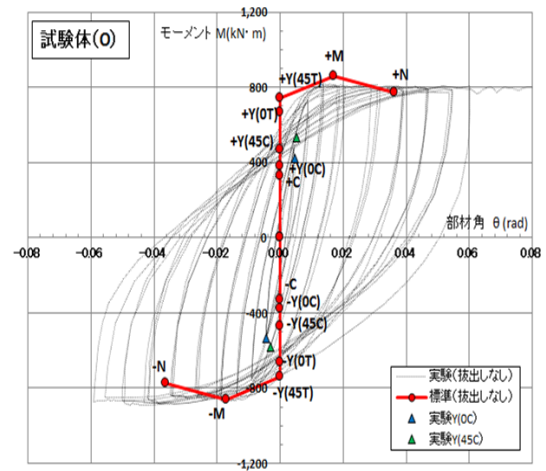
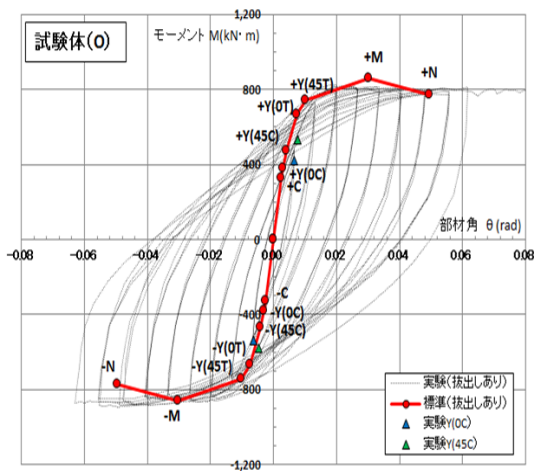
$\Delta \theta_p$: 塑性ヒンジ部の回転角のM点からの増分で次式により算定

$$\Delta \theta_p = K_p \cdot (M_n - M_m)$$

$$K_p = -0.0227 / M_m$$

L_a : せん断スパン

θ_{n1} : N点における部材接合部からの鋼管の拔出しによる部材端部の回転角で、M点と同じ値としてよい。 ($\theta_{n1} = \theta_{m1}$)



Y(45T) : 鋼管 45° 位置の引張降伏 Y(OT) : 鋼管最外縁位置の引張降伏
 Y(45C) : 鋼管 45° 位置の圧縮降伏 Y(OC) : 鋼管最外縁位置の圧縮降伏
 C : 充填コンクリートの曲げひび割れ発生

図-3.4.7 モーメント-変形角 (計算値との比較)

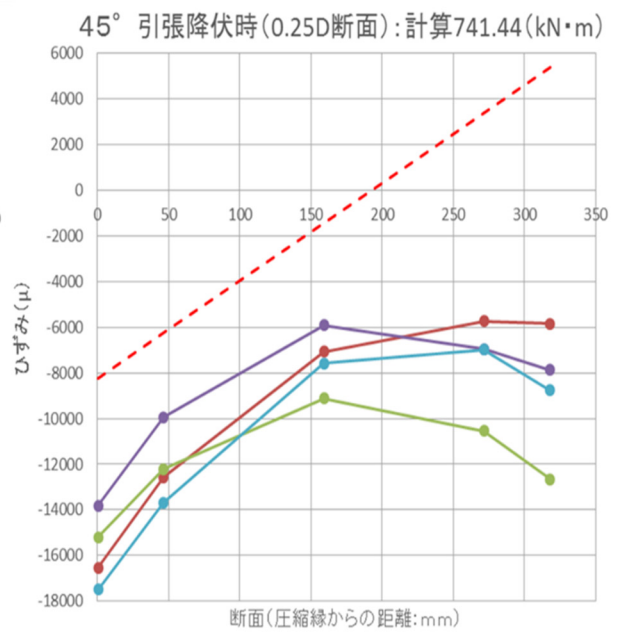
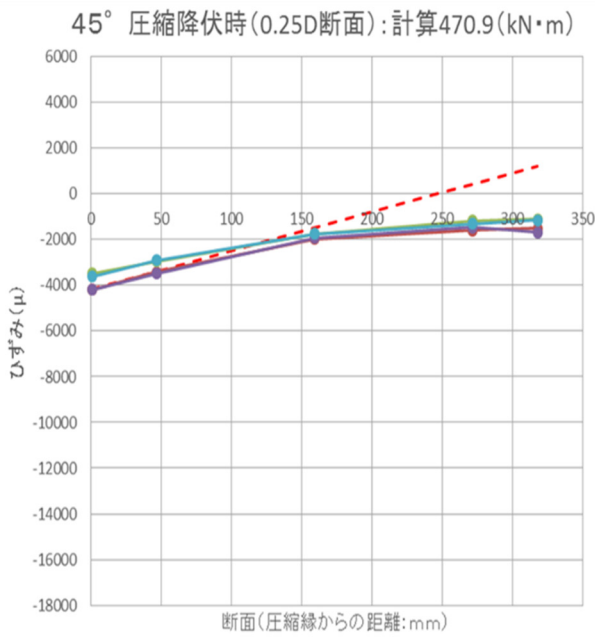
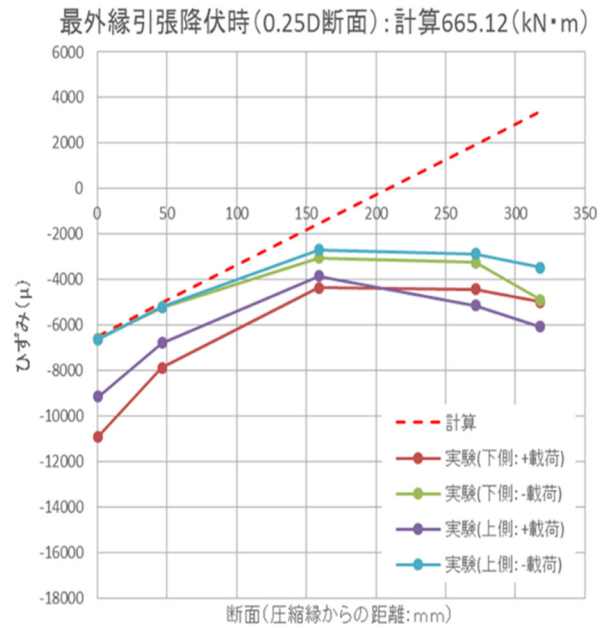
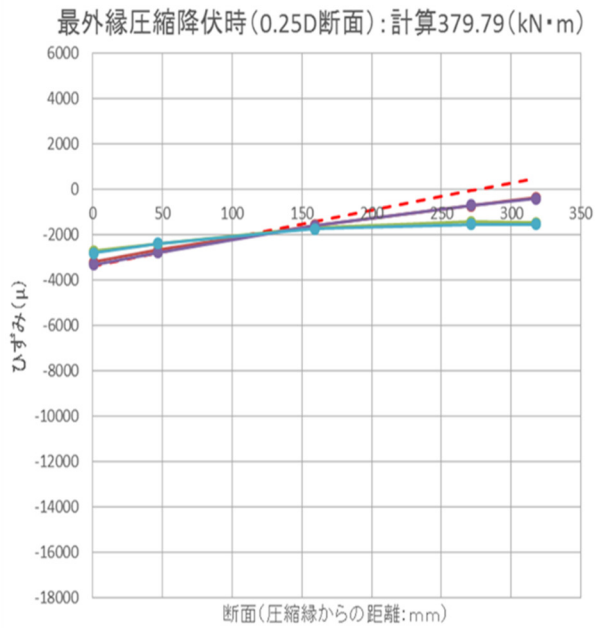


図-3.4.8 各降伏時点の断面ひずみ分布 (試験体 (0))

3. 5 第3章のまとめ

以上述べてきた、厚肉断面（径厚比 30～40 程度）、高強度鋼管（SM570～H-SA700）、高強度コンクリート（100～160N/mm²）、軸力（軸力比 0.6 程度）における CFT 部材の交番載荷実験、考察および既存評価法の適用性検討の結果、以下の知見が得られた。

- (1) 荷重-変位関係では、どの試験体でも良好な紡錘形を描いており、エネルギー吸収能力も高い構造となっていた。
- (2) 高軸圧縮力による P- δ 効果により、最大荷重達成時を境に鉛直変位の増加が顕著になる。最大荷重時を限界とすることで、地震後の状態として、CFT 構真柱の鉛直および水平支持、RC 床版等の水平部材の耐力、使用性が保持されることから、そのまま継続使用できる可能性も高くなるものと考えられる。
- (3) 鋼管端部のひずみ鉛直方向分布の推移から、鋼管引張側でも、交番載荷による座屈の進展により、圧縮残留ひずみの蓄積が引張ひずみ側への進展よりも勝るものと考えられ、鉛直方向ひずみは引張降伏に達していない。これは、低軸圧縮力（軸力比 0.2 程度）の実験（例えば、文献 7）では見られない現象であることから、高軸力特有の現象と考えられる。また、塑性ヒンジ区間の算定値⁶⁾ (L_p) は、最大荷重付近までは妥当に評価しているものと考えられる。
- (4) 埋込み部の鋼管ひずみ鉛直分布から、引張側および圧縮側のひずみ、曲率とも文献⁶⁾ で仮定している三角形分布と見なせる。また、最大荷重付近以降は進展が停滞する傾向にあり、最終段階まで降伏範囲内に留まっている。文献⁶⁾ による部材降伏時の拔出し回転角 θ_{y1} の計算値は最大荷重付近となり、最大荷重時の拔出し回転角 θ_{m1} の計算値は過大評価する。計算式は、低軸圧縮力（軸力比 0.2 程度）の実験から策定されたものであり、高軸圧縮の影響を評価し切れていないものと考えられる。
- (5) 文献⁶⁾ による荷重変形の評価について、実験との比較から以下が明らかになった。
 - ① 損傷の進展状況：実験と異なり計算は最大荷重時の手前で引張降伏が発生。一方、計算値での損傷の進展は、概ね高軸力の影響を評価している。
 - ② 荷重の評価：圧縮降伏荷重は、高強度材料を用いた試験体(S)を除いて概ね評価できている。試験体(S)では過小評価しているが、これは高強度材料の応力-ひずみ関係の設定方法が要因と考えられる。最大荷重は、実験値を評価できている。
 - ③ 変形の評価：躯体の変形は過小、スタブからの鋼管抜け出しによる変形は過大に評価するものの、両方を足し合わせた全体の変形は、文献⁶⁾ と本実験で確認されたパラメータ範囲内であれば実用的には安全側に評価できる。
 - ④ 損傷進展、変形評価における実験と異なる要因は、計算（単調載荷）では考慮していない高圧縮軸力下での交番載荷による鋼管圧縮残留ひずみおよび塑性ひずみ履歴の影響と考えられるが、この説明は今後の課題とする。

第4章 高強度 CFT 鋼管の機械式継手 構造と耐荷性能（実験・解析的検討）

4. 1 はじめに

既設ビル直下の低空頭での CFT 鋼管の建込に当たり、施工期間、施工精度等の施工性を鑑みると鋼管の機械式継手の採用が望ましいことは、第1章において述べた。また、第2章において、既存の鋼管継手は鋼管杭を対象としており、大口径および高強度での適用となっていないことも述べた。本章では、高強度 CFT 鋼管の機械式継手構造の確立に向けて、継手の要求性能を明確にし、既存の鋼管杭継手構造を対象に、さらに、これらの一部を改良した構造について実験および解析により性能検証を行った結果を述べる。なお、本章の4.3および4.4における実験、解析は「JFE スチール株式会社」で実施したものである。

4. 2 継手の要求性能

第2章において、鋼管の機械式継手における研究開発の着目点を整理した。それによると、高圧縮軸力に対応するための鋼管仕様（ $\phi 1500$, $t=30$ mm, SM570 相当）に対して、①高応力下での機械式継手のねじ山やギアの形状等による局部応力による影響、②充填コンクリートの影響、③地震時の繰り返し交番載荷条件での性状を確認する必要がある。要求性能としては、上記①～③の影響下であっても、鋼管母材に対して先行破壊しないこととした。ここで、鋼管母材破壊の定義は、全断面塑性荷重に達する、もしくは鋼管の座屈で荷重が上限に達した時点とする。

4. 3 継手の耐荷力実験

4.2の要求性能を確認するには、実験的検証が適していると考えられるが、特に①は実物大での検証が必要となる。そこで、表-4.3.1のように検証実験ケースを設定した。

ケース1はケース3、4の比較対象モデルとして設定したもので、ケース3は上記②の充填コンクリートによる影響確認、ケース4は③の交番による影響を検討するものである。ケース1、3、4は既往の鋼管杭用の鋼管継手構造を対象とした。ケース2は上記①に該当する局部応力の影響を確認するためのもので、事前に応力緩和の検討を行い、既往の鋼管継手を改良した実大の構造を対象とした。ケース3、4は実験装置の能力上、縮小モデルで検討することとした。また、交番載荷の影響を検証するケース4以外は、鋼管母材に先行して破壊しないことを検証するだけなので、4点曲げ試験による単調載荷試験とした。

ここでは、第2章で示した「ハイメカネジ」を対象として検証した結果を述べる。

表-4.3.1 検証実験ケース

ケース	試験方法	杭径	種類	目的
1	4点曲げ	φ600	鋼管	比較対象
2	4点曲げ	φ1500	鋼管	①局部応力の影響
3	4点曲げ	φ600	CFT	②充填コンの影響
4	軸力曲げ	φ600	鋼管	③交番载荷の影響

4.3.1 縮小モデルによる4点曲げ実験（ケース1, 3）

(1) 試験体概要

ケース1, 3では4点曲げの単調载荷実験を実施した. 図-4.3.1に試験体の概要を示す. また, 図-4.3.2に継手部の概要を示す.

支間中央部は, 嵌合後の継手の中心位置とした. また, 鋼管はSM570材, CFTのコンクリートは2週強度で100N/mm²となるような配合とした.

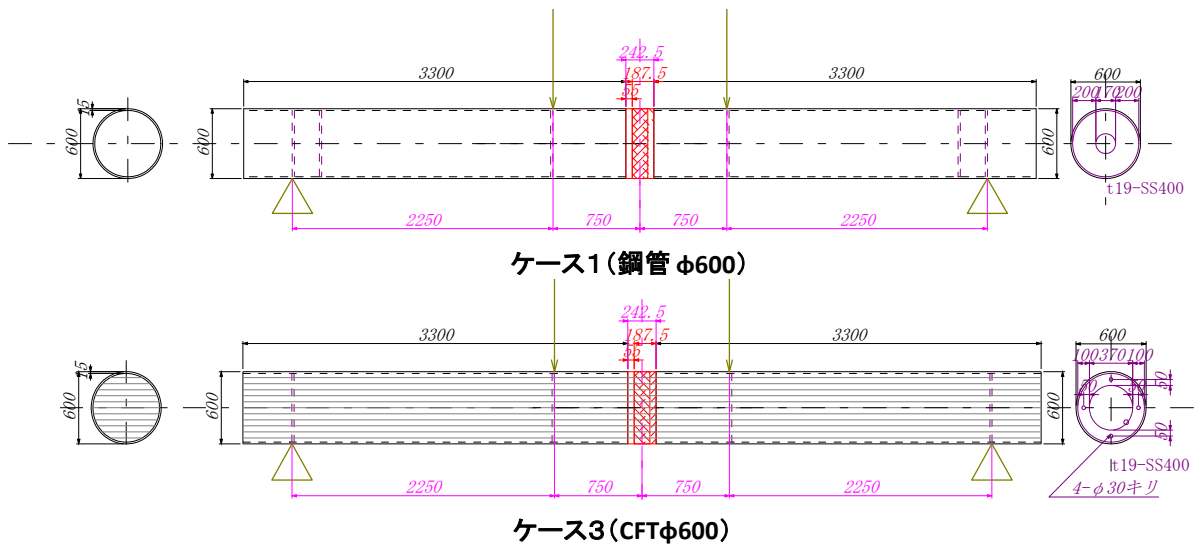


図-4.3.1 試験体の概要

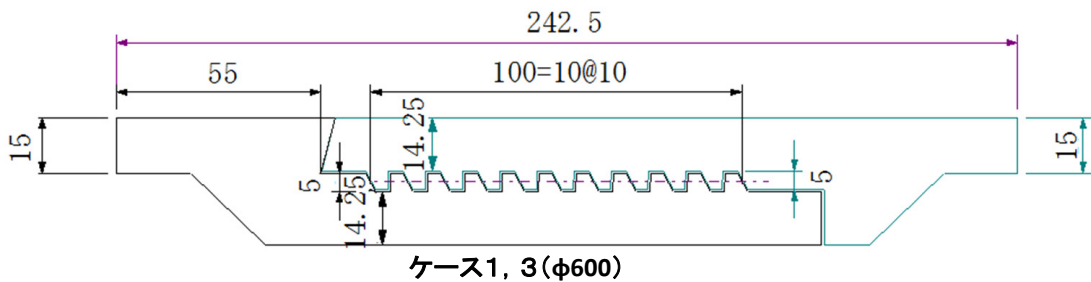


図-4.3.2 継手の概要

(2) 計測概要

全体挙動の把握と、継手部、継手取り付け部の変形の把握を目的とし、載荷時の試験体の変形を図-4.3.3のとおり計測した。

また、等曲げ区間内の鋼管部分の曲げ挙動を確認するため、支間中央部～載荷点の中央に図-4.3.4のとおり4方向ゲージを貼り付けた。

- ・LRはオス継手側から見た方向
- ・変位はLR両方向で計測

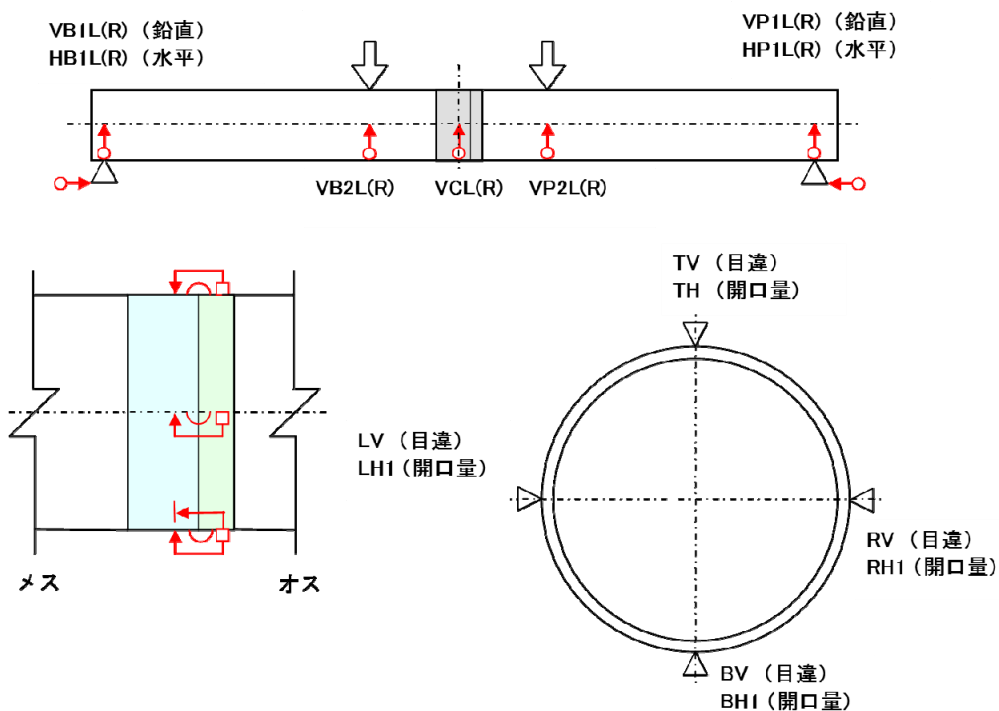


図-4.3.3 変位計測

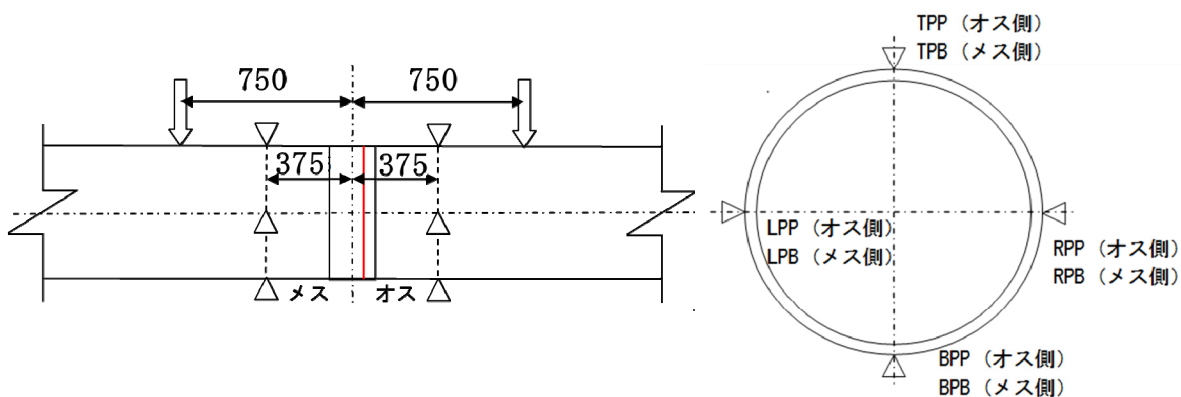


図-4.3.4 鋼管のひずみ計測

(3) 荷重サイクル

荷重サイクルは図-4.3.5のように行った。荷重速度は、基本的にはラム速度を0.04mm/secとするが、状況により、0.06mm/secとした。荷重は鋼管の規格降伏強度による最外縁降伏荷重、実降伏強度による最外縁降伏荷重、規格降伏強度による全断面塑性荷重、実降伏強度による全断面塑性荷重、最大荷重ごとに除荷を繰り返した。CFTについては、鋼管の全断面塑性荷重の代わりに、文献¹⁾の定義による降伏荷重と終局荷重とした。

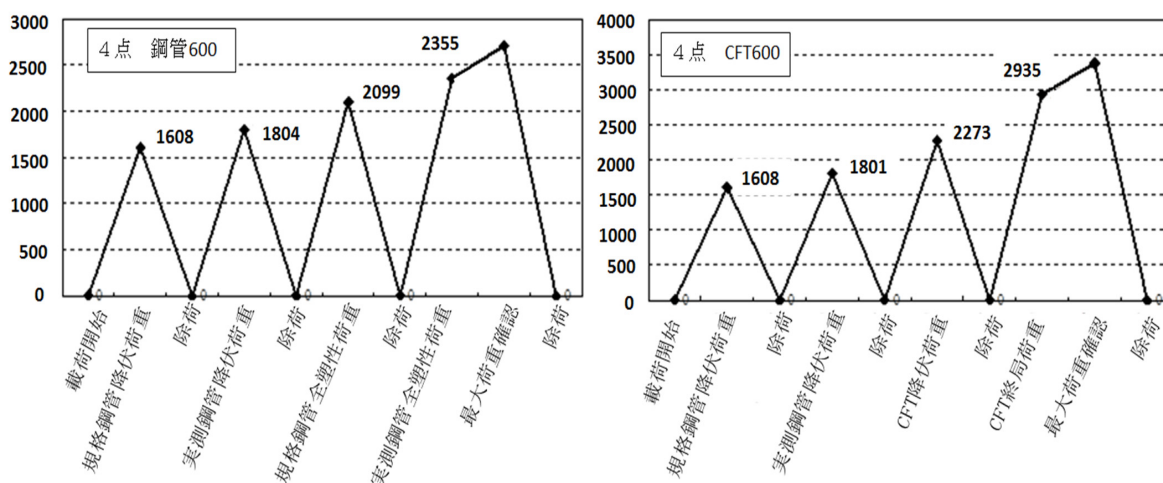


図-4.3.5 荷重サイクル

(4) 実験結果

(4) - 1 ケース 1 (鋼管 φ600)

支間中央部の荷重-変位関係を図-4.3.6に示す。鋼管の全塑性耐力2355kNを超えて、最大荷重2407kN (2407/2355=1.02)であった。

図-4.3.7に継手部引張側の変形状況を示す。開口量、目違いともに、ねじ山高さ5mmに対して、小さい値であった。

鋼管のひずみを図-4.3.8に示す。圧縮側、引張側ともに鋼管は完全に塑性化している。

また、試験終了後の試験体を写真-4.3.1に示す。大きく残留変形しており、継手の圧縮側に座屈が発生している(マーキング部が凸)。さらに、試験終了後に継手を切断した結果を写真-4.3.2に示す。引張側の変形はわずかであり、大部分のねじ山は十分噛み合った状態である。

以上の結果から、継手部は今回検討対象としている鋼管母材に対して、十分な耐荷性能を要しているといえる。

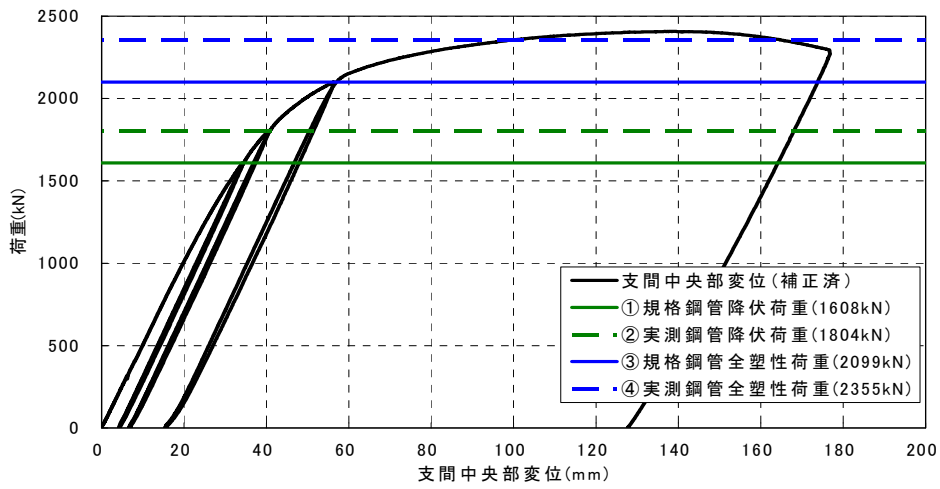


図-4.3.6 支間中央部の荷重変形(ケース1)

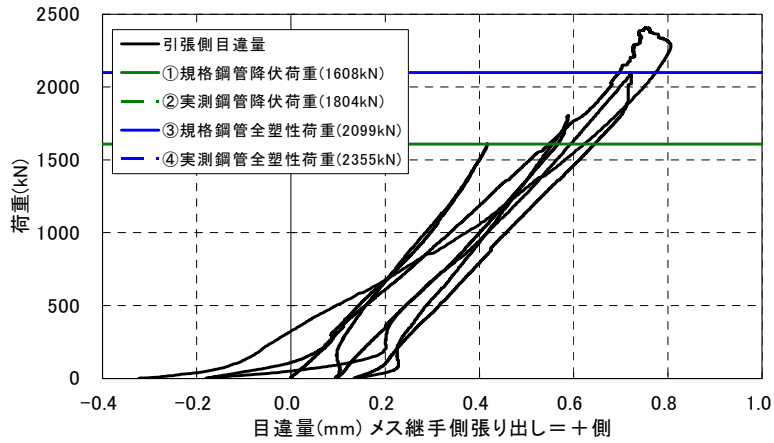
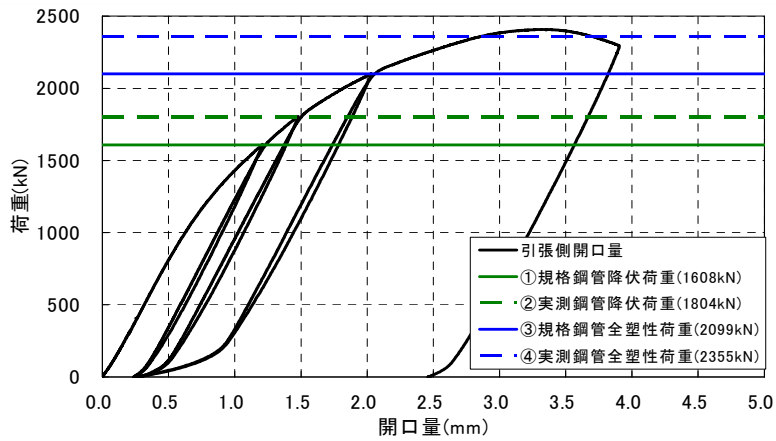
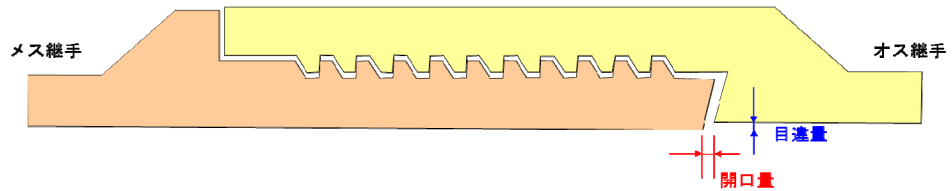


図-4.3.7 継手部の開口, 目違い量(ケース1)

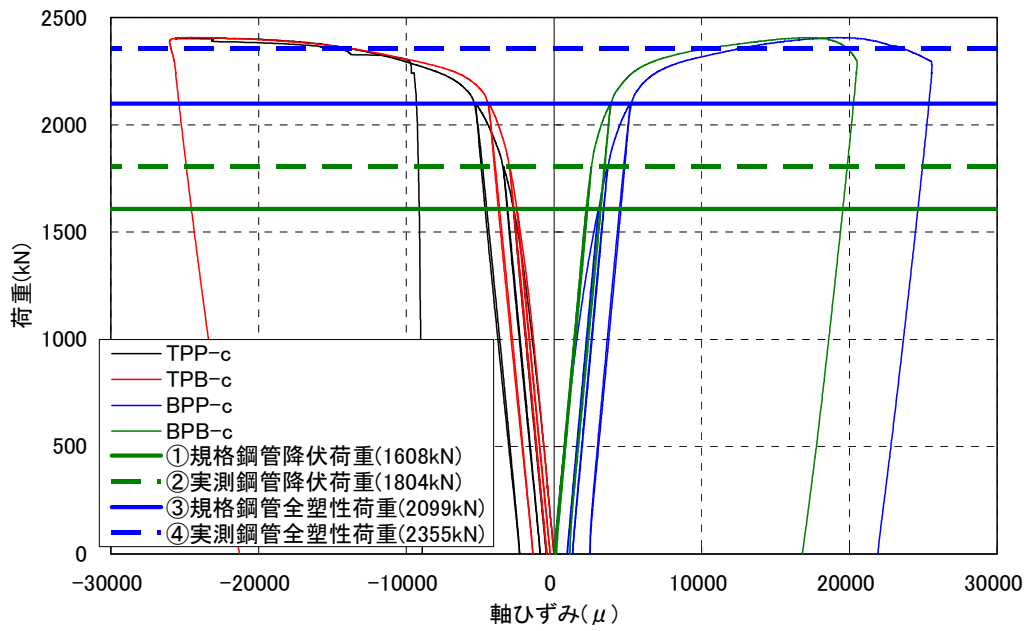
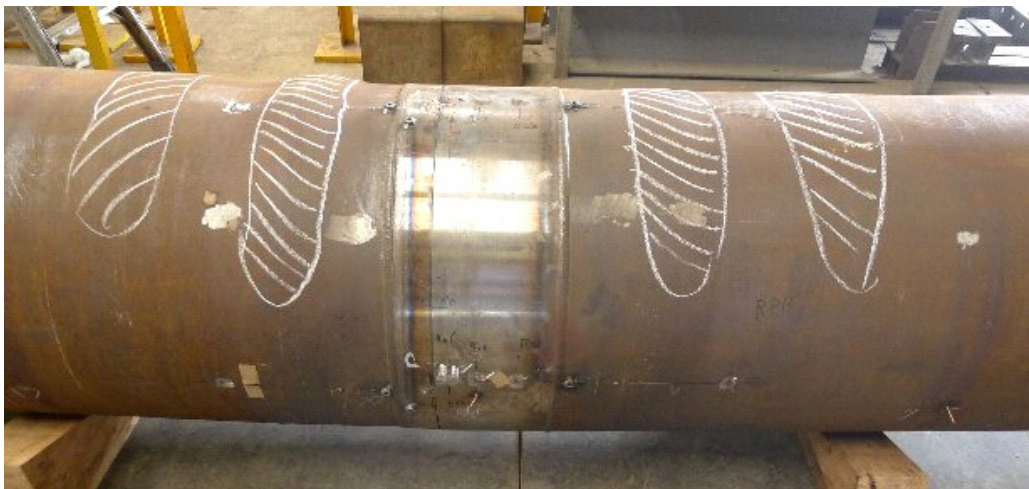


図-4.3.8 鋼管ひずみ (ケース1)

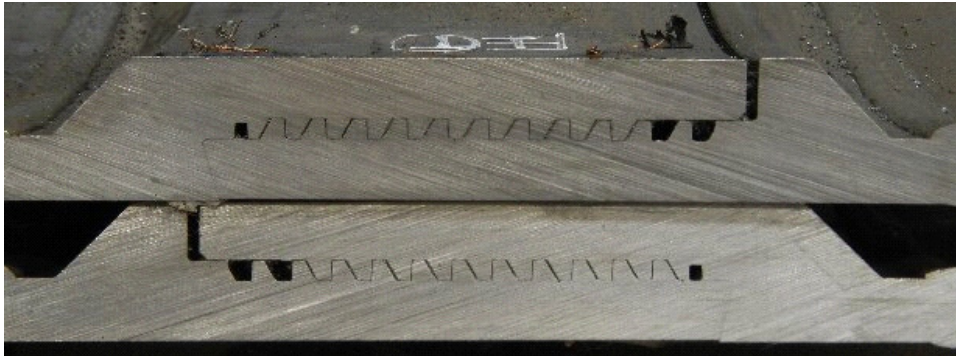


全体写真



継手部近傍の拡大写真

写真-4.3.1 試験体最終状況(ケース1)



圧縮側



引張側

写真-4.3.2 試験後の継手部切断図（ケース1）

(4) -2 ケース3 (CFT φ600)

支間中央部の荷重-変位関係を図-4.3.9に示す. 本試験では荷重低下までは確認できなかったが, 荷重の増加はほぼ止まっており, 最終荷重≒最大耐力と考えられる. CFTの終局耐力2940kNを超えて, 最終荷重3284kN ($3284/2940=1.12$)であった.

継手部引張側の変形状況を図-4.3.10に示す. 開口量, 目違いともに非常に小さい値であった.

鋼管のひずみを図-4.3.11に示す. 圧縮側, 引張側ともに鋼管は完全塑性化していた.

試験後の鋼管の状況を写真-4.3.3に示す. 大きな残留変位がありオス継手側の鋼管には膨らみが見られた. また, 鋼管を断面方向に切断して内部を確認したところ, オス継手側ではコンクリートの圧壊が見られた(写真-4.3.4). さらに, 継手をCFT軸方向に切断し内部を確認したところ, コンクリートには多数のひび割れが見られたが, 継手には目立った損傷は観察されなかった(写真-4.3.5).

以上の結果から, CFT鋼管の継手として, 充填コンクリートの影響に対しても, 十分な耐荷性能を要しているといえる.

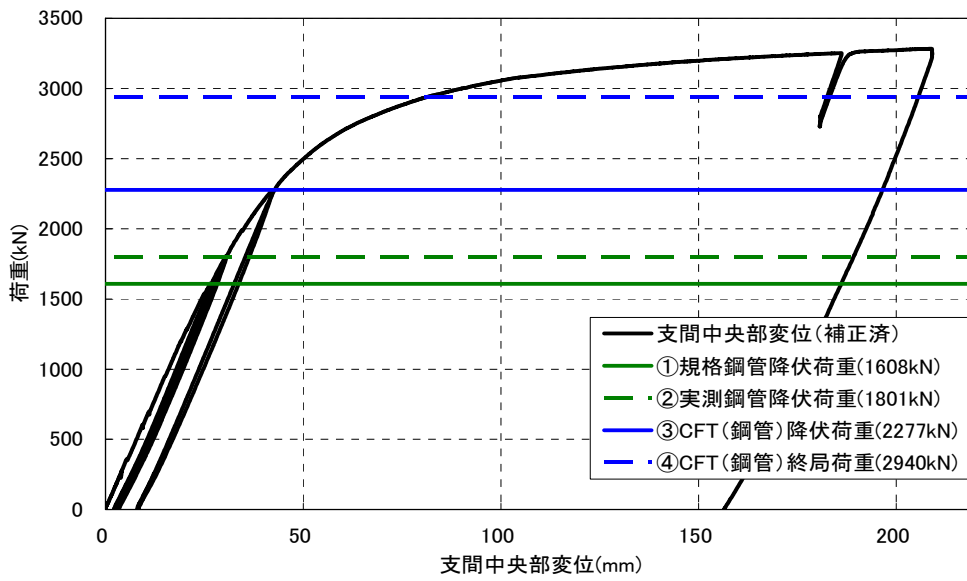


図-4.3.9 支間中央部の荷重変形 (ケース3)

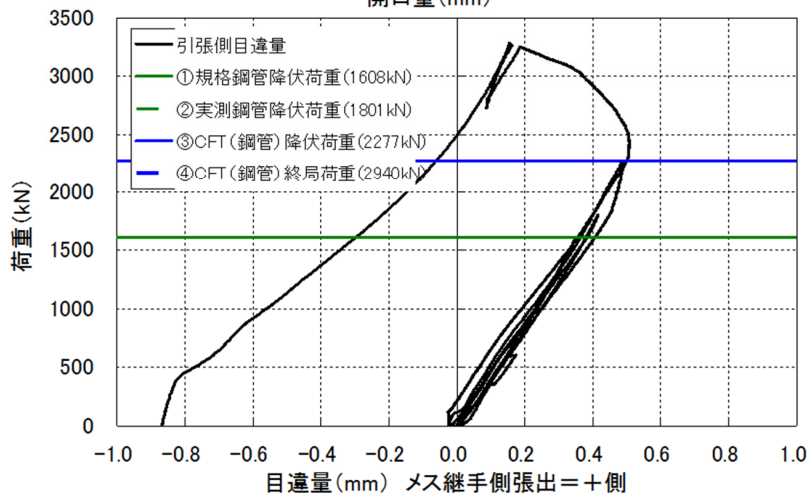
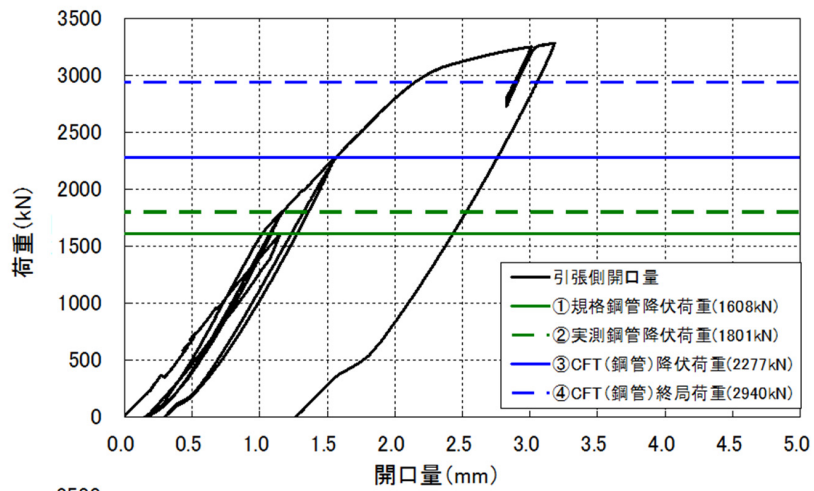


図-4.3.10 継手部の開口, 目違い量 (ケース3)

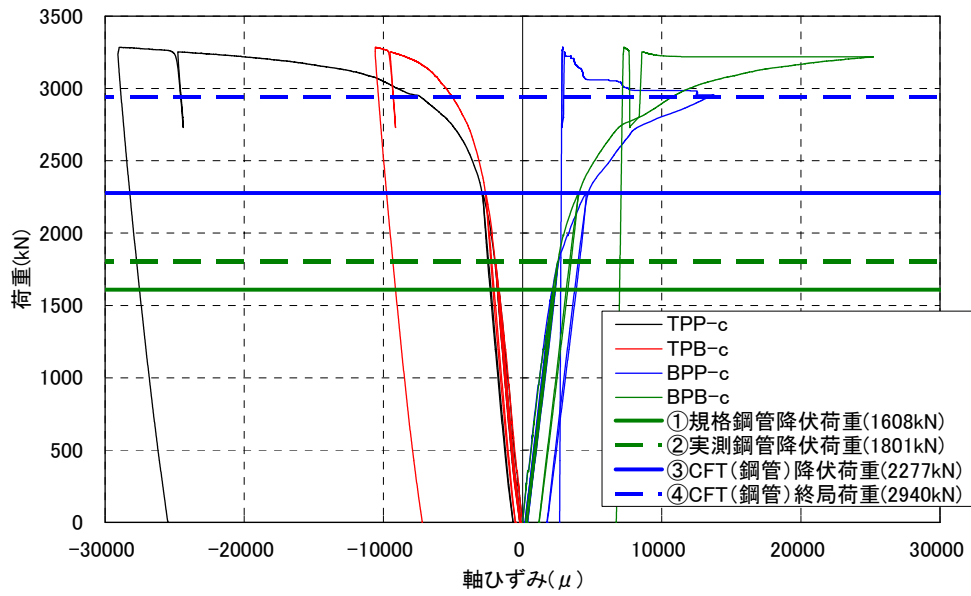


図-4.3.11 鋼管ひずみ (ケース3)

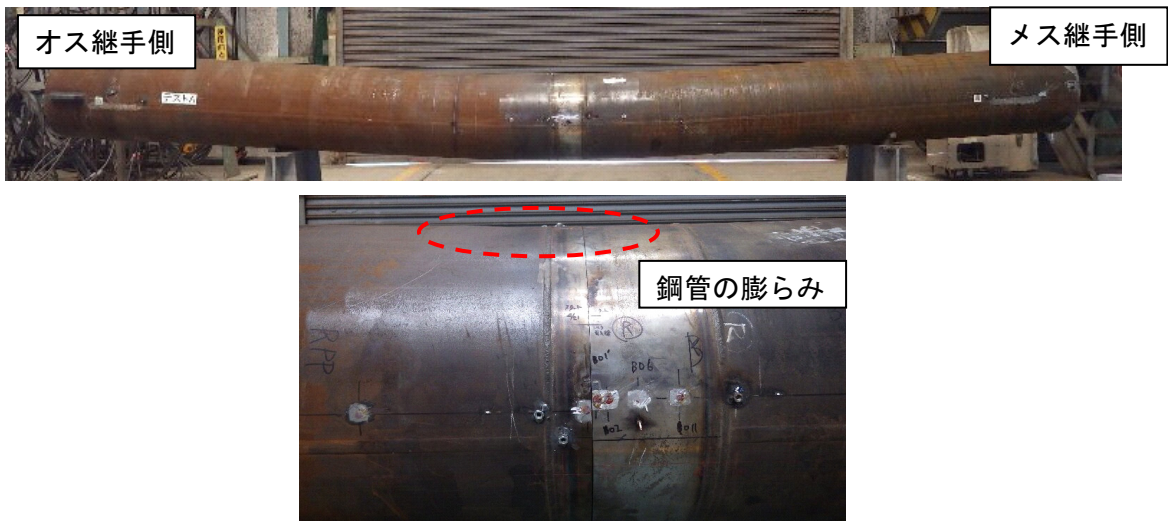
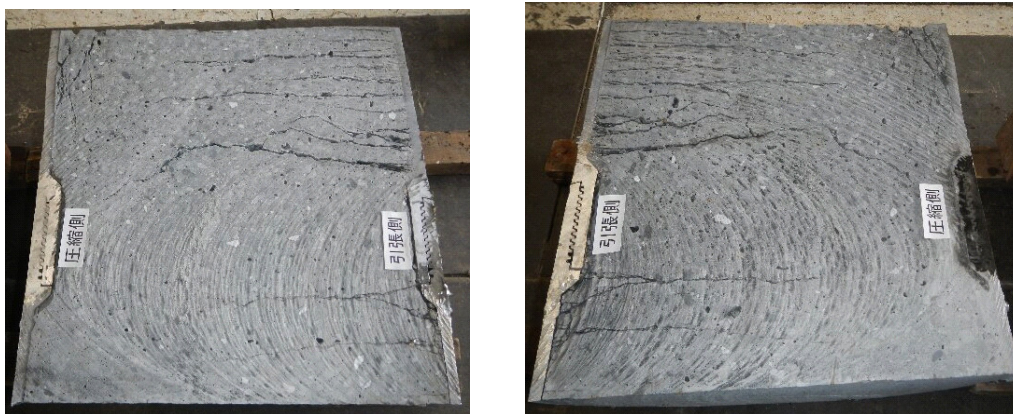


写真-4.3.3 試験体最終状況(ケース3)



写真-4.3.4 試験後のCFT断面方向切断 (ケース3)



全体



圧縮側



引張側

写真-4.3.5 試験後の継手部軸方向切断（ケース3）

4.3.2 縮小モデルによる交番载荷実験（ケース4）

（1）試験体概要

载荷装置の概要を図-4.3.12に、試験体を図-4.3.13にそれぞれ示す。試験体全長は柱長さを3600mmとして、その半分の長さの1800mm片持ち梁モデルとした（ピン中心～スタブ上面までを1800mmとする）。継手位置は極力コンクリートスタブ側に配置し、塑性ヒンジ長 $=D \times (1.5 \times (N/N_y) + 0.5)$ の最低値0.5D以内に継手全長が入るようにした（継手上端～スタブ上面は300mm=0.5D）。継手の諸元はケース1、3と同様である。

また、継手は引張に対して厳しくなることから、軸力は作用させないこととした。

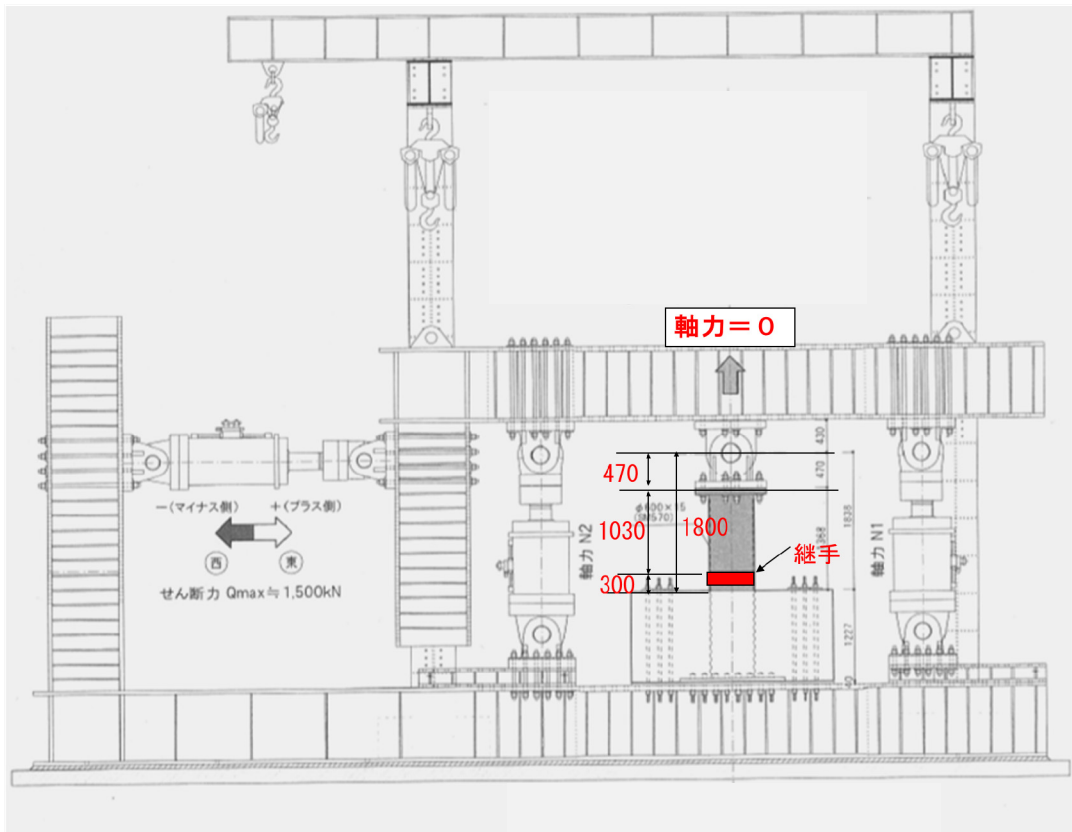


図-4.3.12 交番載荷装置の概要

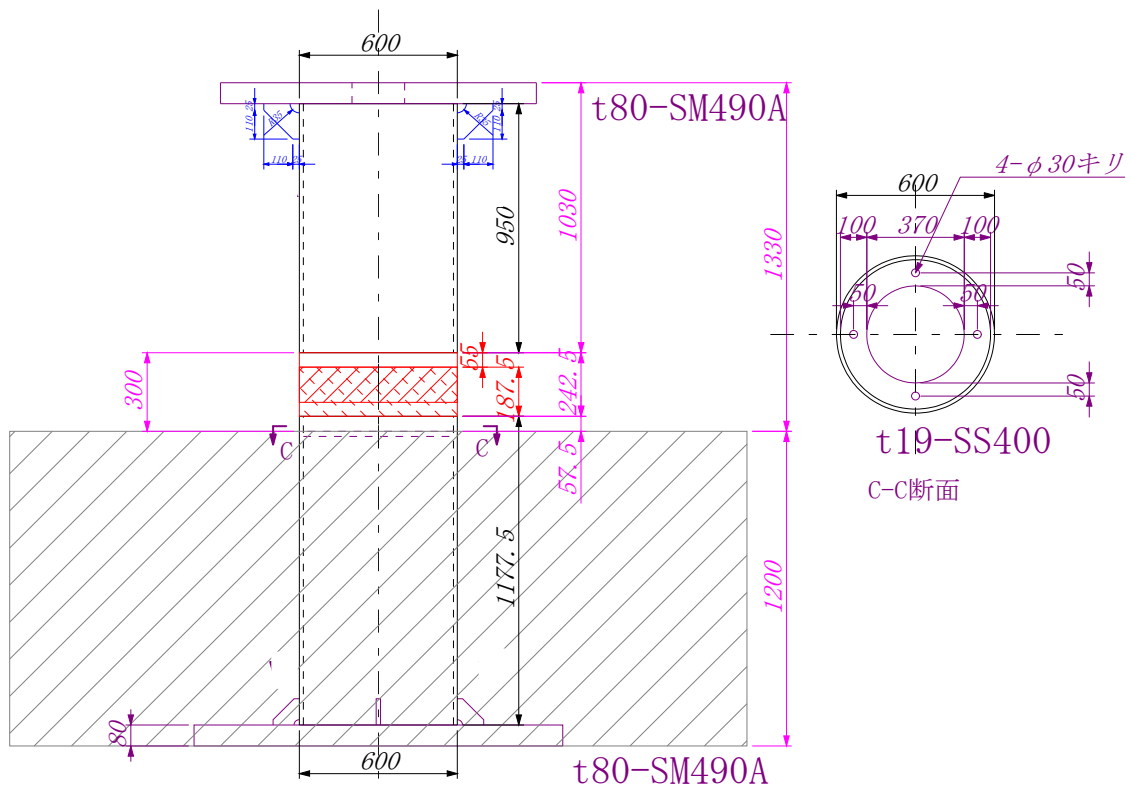


図-4.3.13 試験体概要(ケース4)

(2) 計測概要

試験体の変位計測位置を図-4.3.14に、鋼管のひずみ計測位置を図-4.3.15に示す。

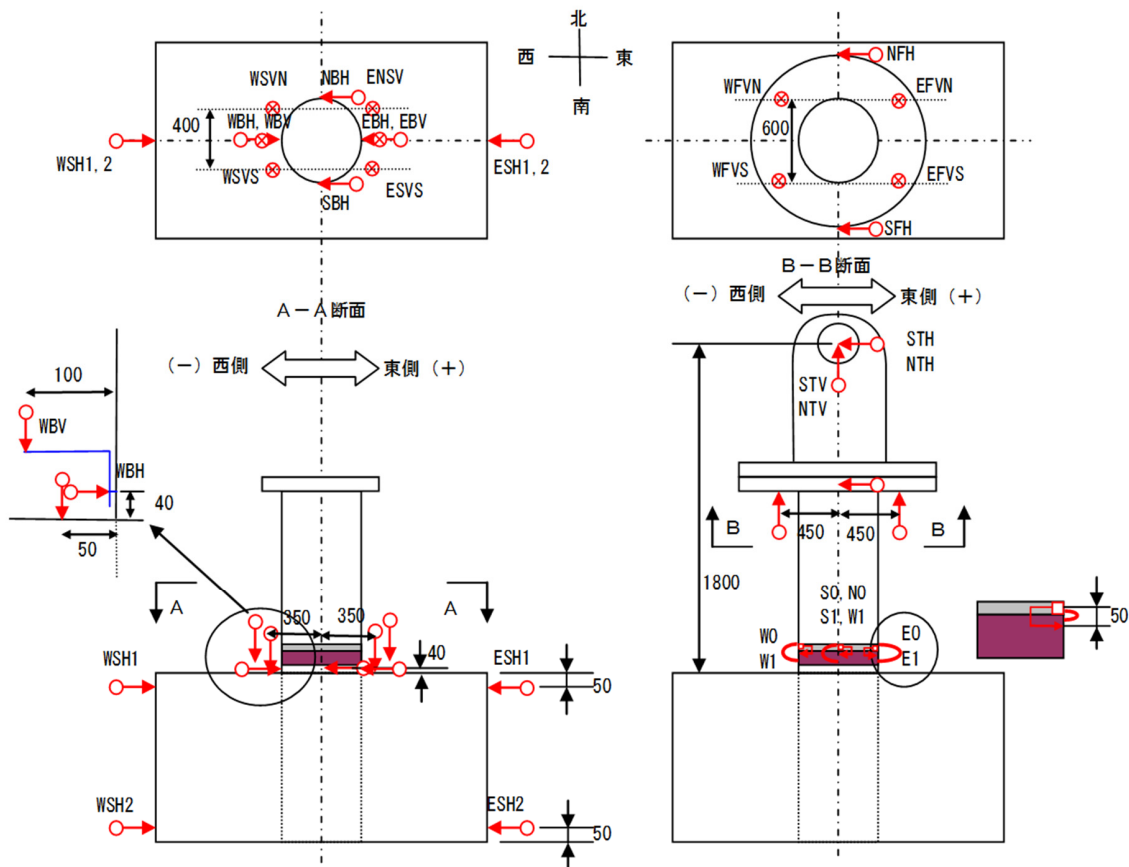


図-4.3.14 変位計測 (ケース4)

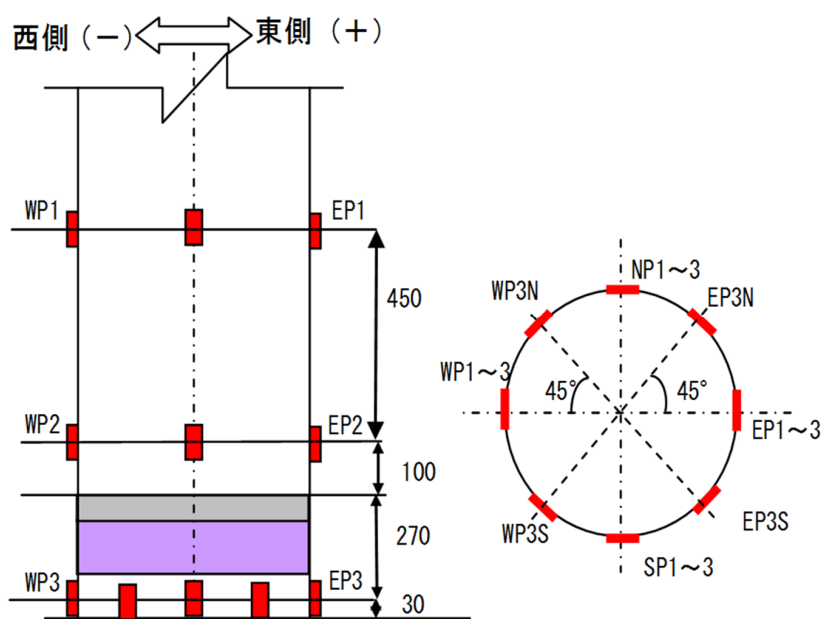


図-4.3.15 鋼管ひずみ計測 (ケース4)

(3) 荷重サイクル

荷重サイクルは、図-4.3.16のように予備荷重3サイクル後に、 $\pm 1 \delta y$, $\pm 2 \delta y$, \dots , を各3サイクルずつ荷重する方式で行う。予備荷重については、+側に荷重した際にスタブ上面の軸ひずみWP3が、予備荷重ひずみ（降伏ひずみの1/2）に達した時の水平変位 δ を予備荷重変位 δ_a として、 $\pm \delta_a$ で3サイクル荷重する。降伏の判定については、+側に荷重した際にスタブ上面の軸ひずみWP3が、降伏ひずみに達した時を降伏荷重 P_y とし、その時の水平変位 δ を降伏変位 δ_y とし、以後 $\pm \delta_y$, $\pm 2 \delta_y \dots$ として各3サイクル荷重する。

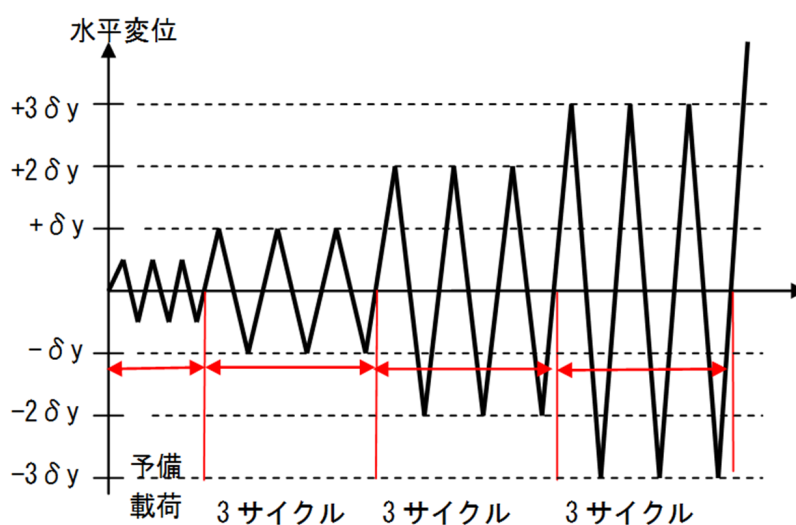


図-4.3.16 荷重サイクル（ケース4）

(4) 実験結果

荷重点における荷重-変位関係を図-4.3.17に示す。水平変位については、スタブ上端水平変位、鋼管拔出回転による変位を除去した。

継手の変形を図-4.3.18に示す。最終的に、継手の開口量が大きくなったため、安全を考慮して試験を終了した。

鋼管の荷重-ひずみ関係を図-4.3.19に示す。ほぼ計算（片持ち梁式による）値通りのひずみとなっているが、正荷重での引張側WP3と比べて、圧縮側EP3の降伏が早かった。また、継手上部の鋼管も完全に降伏していた。

試験後に継手を切断した結果を写真-4.3.6に示す。オス継手の先端が多少内側へ変形しており、継手の目違いもみられるが、ねじ同士は十分噛み合った状態であった。

実験は継手が外れる目違い量（5mm）に安全を考慮して2.5mmを目途に、実測鋼管降伏強度に対する全塑性荷重に達したことを閾値として、要求性能の成否を判断した。その結果、 $2 \delta y$ で全塑性荷重に達し、その時の目違い量は2.1mm程度であった。

以上より、交番荷重の条件下でも、継手は鋼管母材に先行破壊することなく、十分な耐荷性能を有することがわかった。

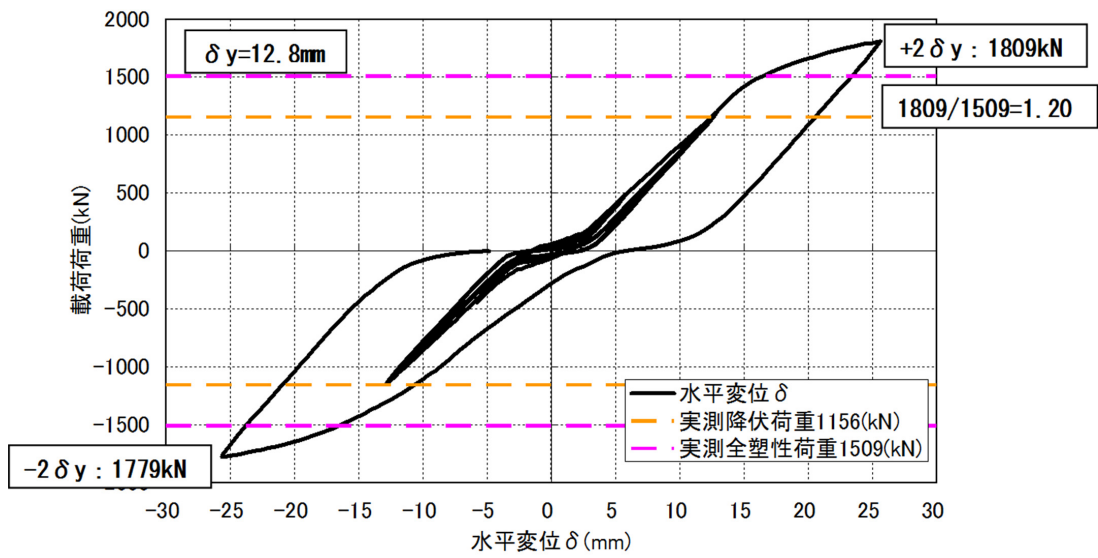


図-4.3.17 載荷点における荷重変形 (ケース4)

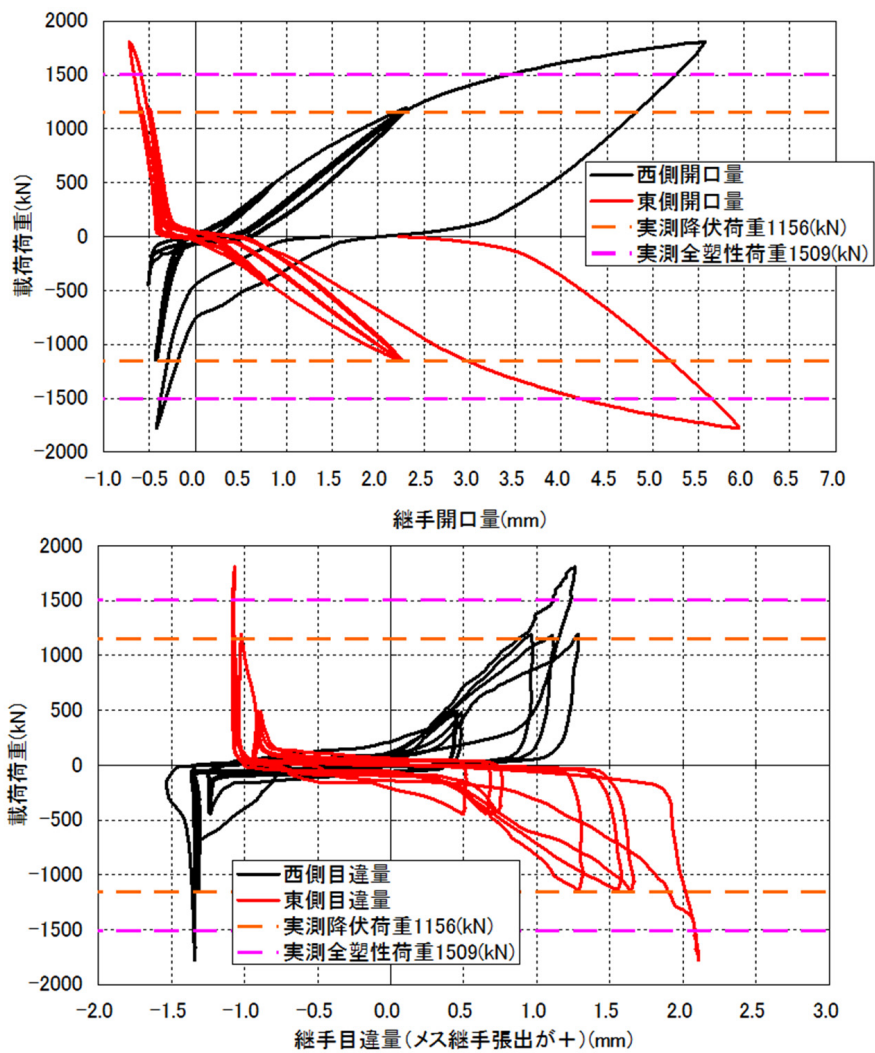


図-4.3.18 継手部の開口、目違い量 (ケース4)

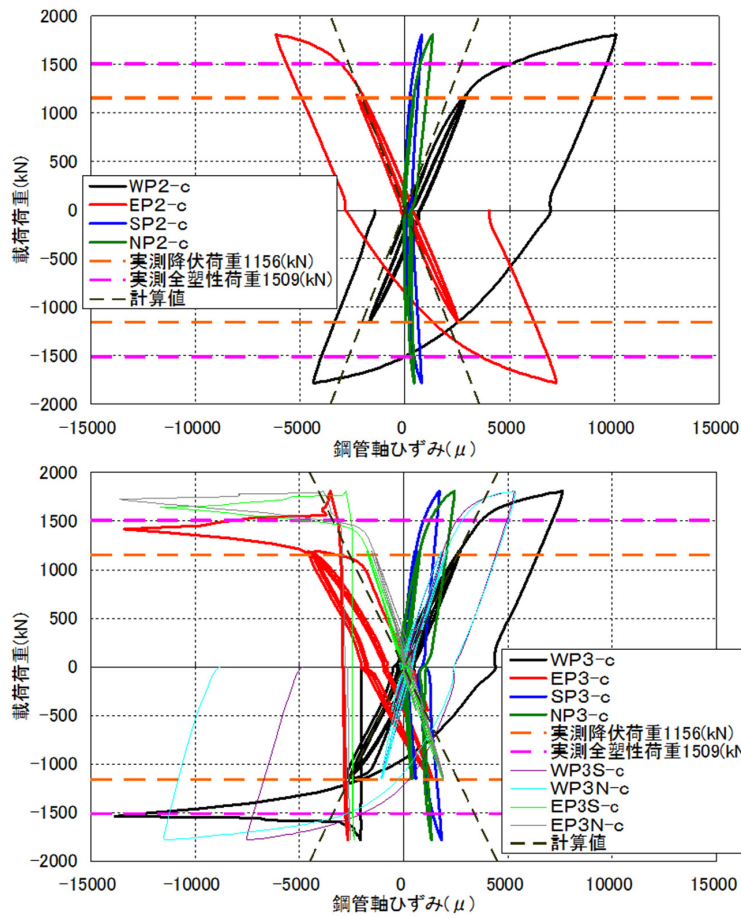


図-4.3.19 鋼管ひずみ (ケース4)

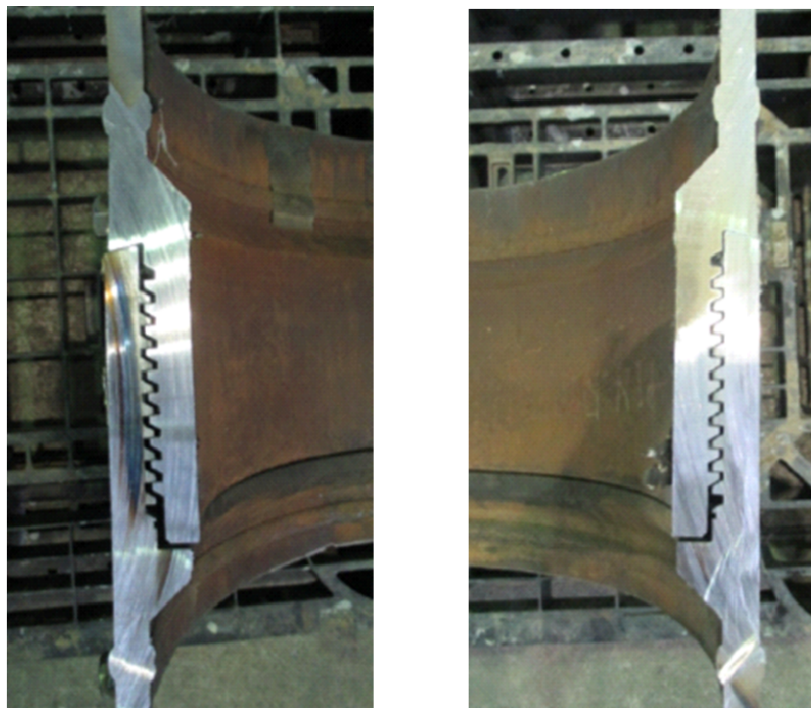


写真-4.3.6 試験体最終状況 (ケース4)

4. 4 既往の鋼管継手の改良

本項では、局部応力の検証のための、実大モデル（ケース2） 載荷実験に先行して、既往の鋼管継手に対する局部応力の緩和に関する改良案の検討、解析および実験による改良効果の検証を実施したことについて述べる。

4.4.1 改良案

改良の要点として、①継手の全体構造に起因するもの、②ネジ部の形状・位置に起因するものが考えられる。

①については、図-4.3.2に示すように、鋼管杭として開発されたものであることから、継手部の外面を鋼管顔面と合わせてある。すなわち、継手勘合面と板厚中心が一致しないため、鋼管軸方向の応力に対して、継手部勘合では偏心曲げによる付加応力が作用することとなる。

②については、ねじ形状となること（図-4.4.1）から、比較的応力集中しやすい形状となっているものと考えられる。特に、ねじ切削の導入部分（不完全ねじ部）では、ショルダー側のねじ谷は、通常のねじ底と異なる形状となる（30度の傾斜→垂直に移行）。ただし、ねじ底他のR形状（ $R=0.8$ ）はそのまま維持されている。ショルダー部で大きな応力が作用する個所での形状変化ということで、ここに応力集中する可能性が推測される。

そこで、表-4.4.1に示すような対応案を設定した。①の対応案として、偏心曲げ低減のための継手勘合面と鋼管板厚軸の一致、継手板厚の増厚、インローによる変形の拘束が考えられる。②の対応として、応力低下のための切削開始位置の変更、不完全形状の修正が考えられる。

表-4.4.1 局部応力の要因と対応案

分類	要因	対応案
①継手構造	偏心曲げによる過大な局部応力	<ul style="list-style-type: none"> ・鋼管外側への張出（偏心量の削減） ・継手の増厚（剛性UPによる応力低下） ・インロー構造の付加（変形拘束による応力低下）
②ネジ形状	ネジ端部（不完全ネジ部）での応力集中	<ul style="list-style-type: none"> ・切削開始位置変更（応力低下） ・不完全形状修正（応力低下）

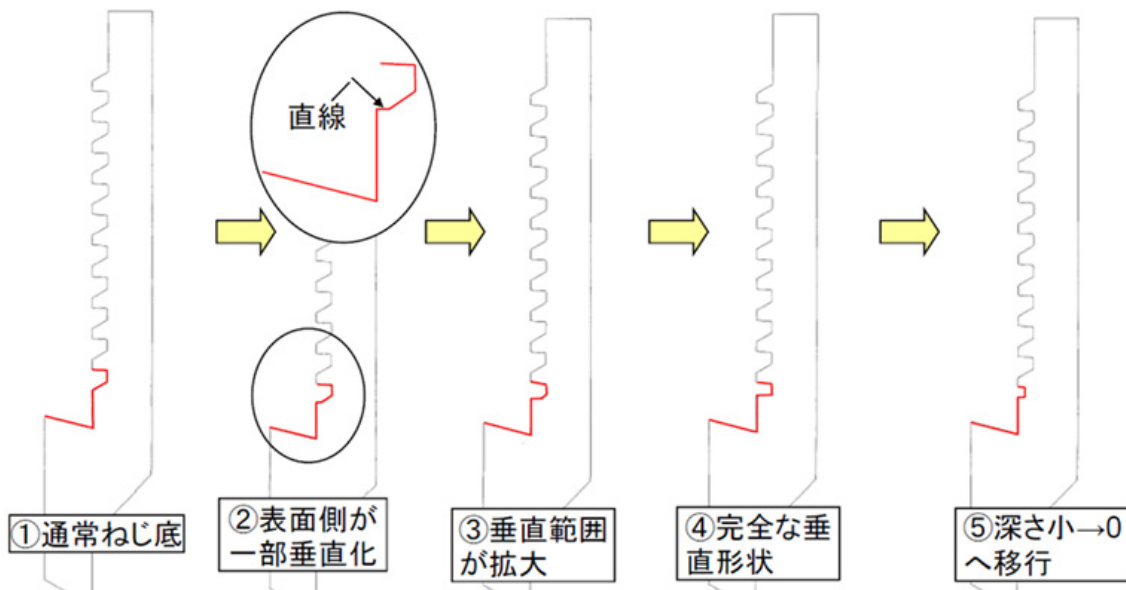


図-4.4.1 ねじ端部（不完全ねじ部）の遷移形状

4.4.2 解析による改良案の比較検討

(1) 継手構造の改良案比較

4.4.1の対応案①に基づいた改良案を図-4.4.2に示す。Aは当初案（改良前）のもので、改良案の改善効果と比較する。Bは対応案すべての項目を盛り込んだ改良案であるが、増厚はオス側のみとしたものである。Cは増厚以外の対応を盛り込んだ改良案である。

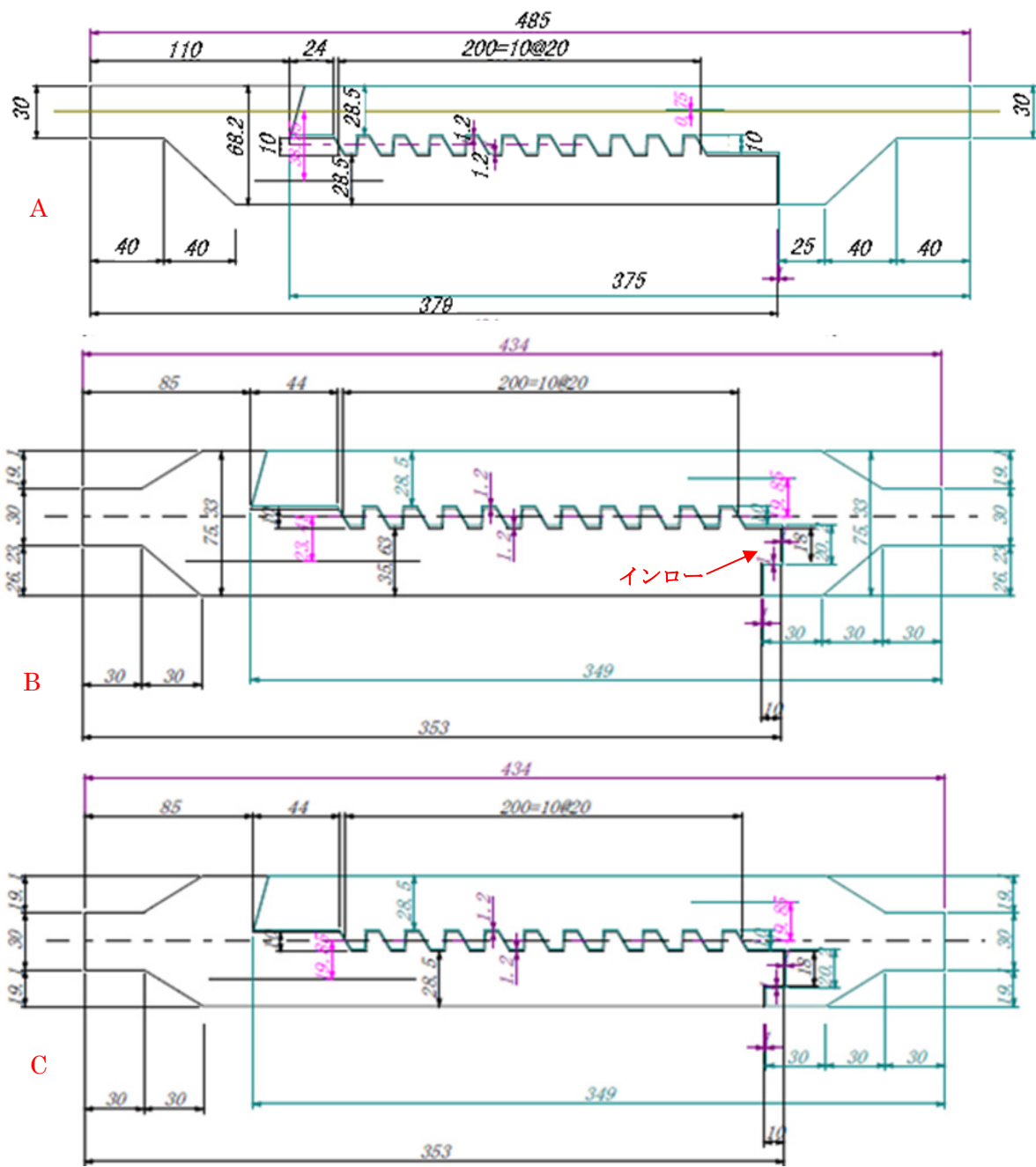
これらの改良効果について、FEM解析により比較検討する。FEM解析モデル(図-4.4.3)は3次元ソリッド要素を用い、1/2対象モデルとした。また、材料条件を表-4.4.2に示す。材料は弾塑性、降伏条件はVon Misesの降伏曲面、履歴特性は等方硬化則を用いた。ここでは、プッシュオーバー（一方向解析）なので、移動硬化則と等方硬化則の違いは結果に影響ないものと判断した。また、関連流れ則として、応力-ひずみ関係を鋼材降伏後の二次勾配として、表-4.4.2に示すとおりとした。さらに、変形による応力の影響を考慮するため、幾何学的非線形も考慮した。

この解析モデルを用いて、改良案B、Cについて、荷重変位、開口量、ひずみの推移をAと比較した結果を図-4.4.4に示す。どちらの改良案も荷重変位はAと同等であり、開口量およびオス継手ひずみが大きく削減されるが、メス継手ひずみ（圧縮側）が増大する。また、Bの内側板厚UP効果は低い。

図-4.4.5に図-4.4.4に示した位置の板厚方向のひずみ分布を示す。評価の閾値（赤線：15%）は、ケース1の载荷した範囲で破断していないことが確認できているひずみとして定義した。Aでは、全塑性に至る少し手前でこの値に達していることが想定できるものの、BおよびCは全塑性荷重を超えても、オスおよびメス側ともに、閾値には達していないことから、改善効果がみられる。

表-4.4.2 FEM鋼材条件

ヤング率	E	N/mm ²	200000
ポアソン比	ν		0.3
降伏点	鋼管	N/mm ²	516
	継手	N/mm ²	739
〈鋼管〉降伏後の二次勾配			1/100
〈継手〉降伏後の二次勾配			1/10000



- A. 改良前
(偏心量: 鋼管芯~継手芯)
オス: 38.95mm
メス: 0.75mm
- B. 外側張出+オス側厚肉化
+継手位置変更+インロー
(偏心量)
オス: 23.41mm
メス: 19.85mm
- C. 外側張出
+継手位置変更+インロー
(偏心量)
オス: 19.85mm
メス: 19.85mm

図-4.4.2 継手構造の改良案

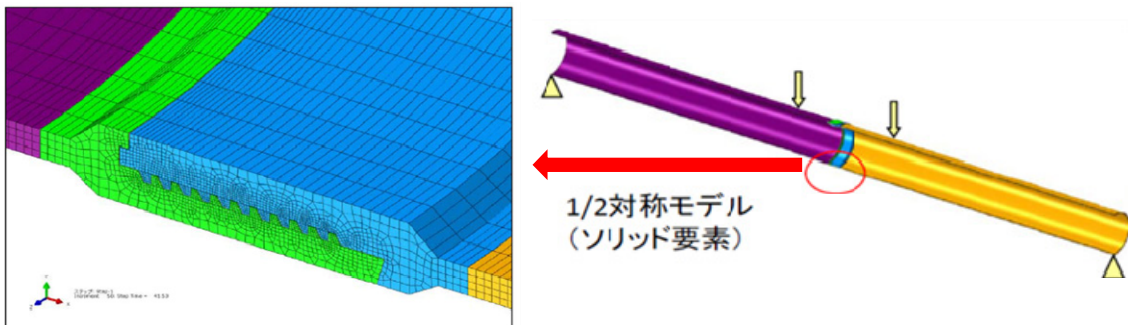


図-4.4.3 解析モデル

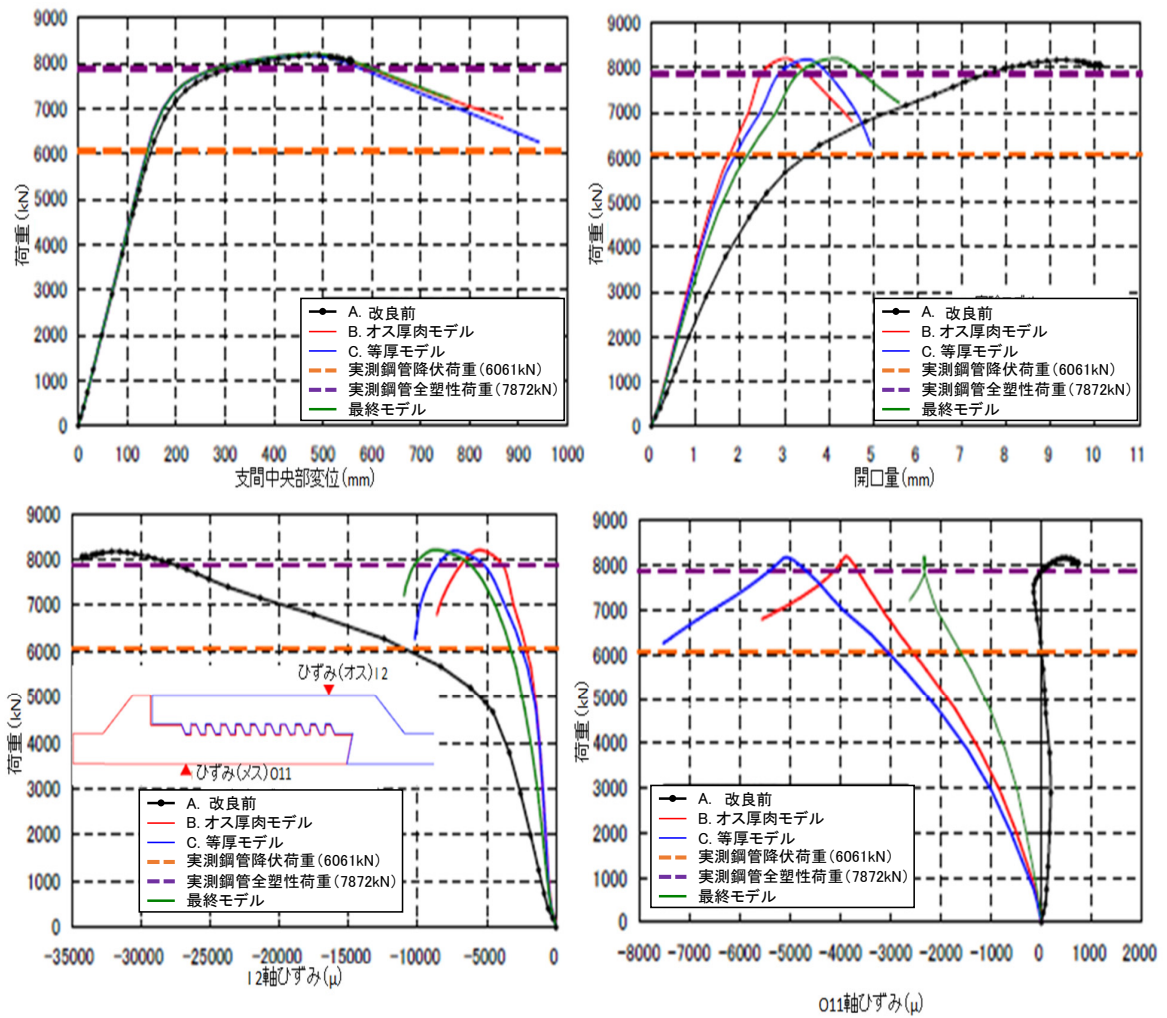


図-4.4.4 改良案の比較 (変位・開口量・ひずみ推移)

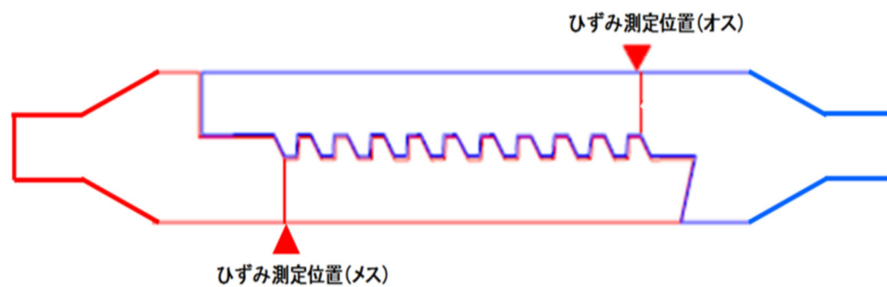
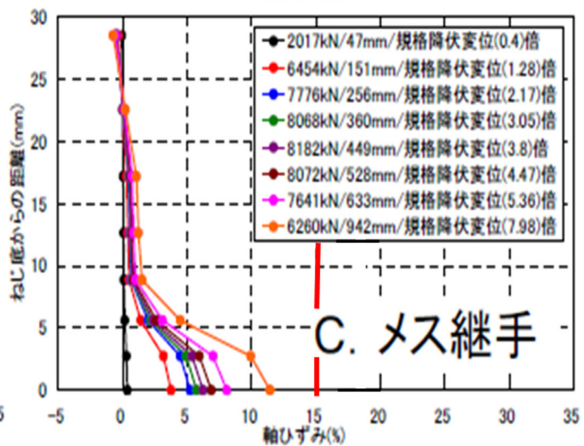
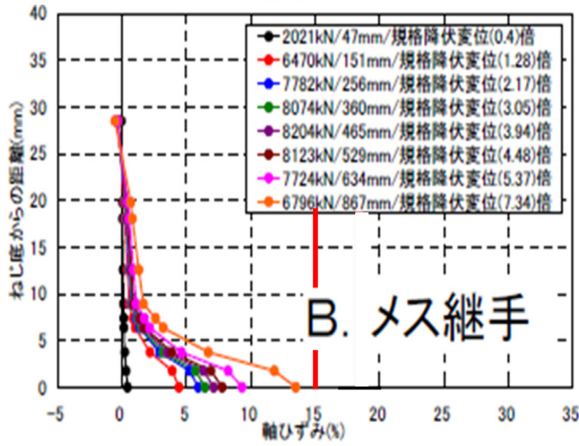
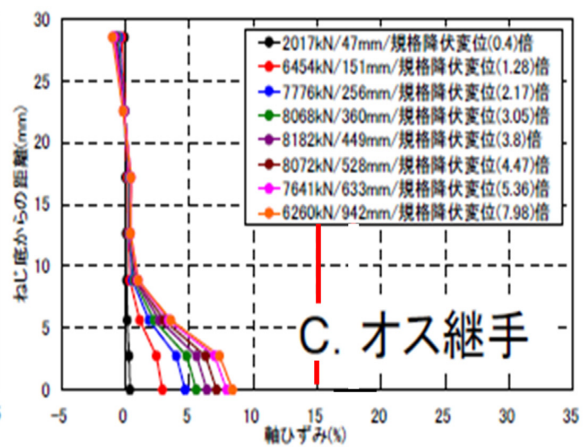
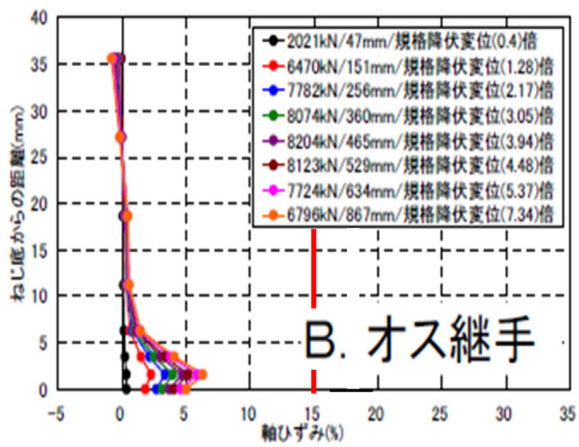
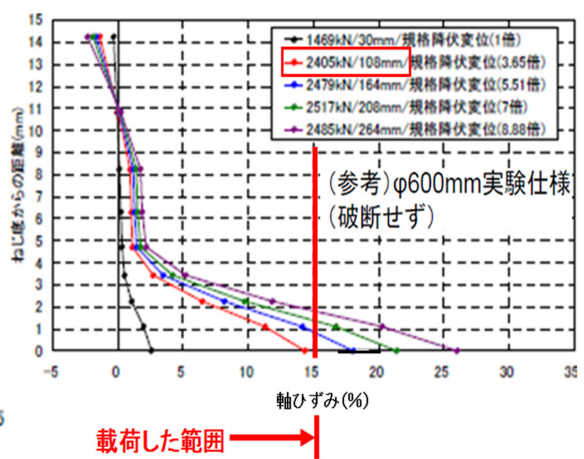
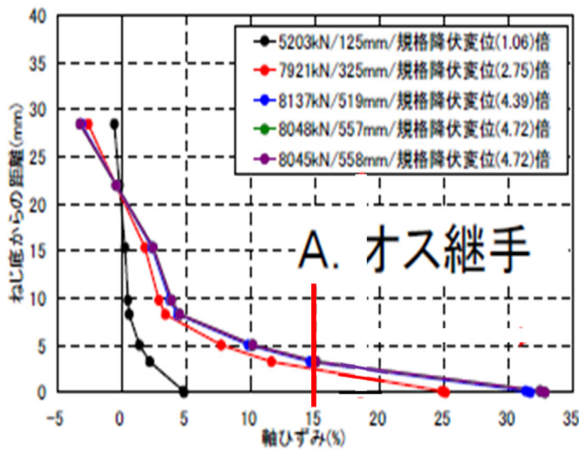


図-4.4.5 改良案の比較 (ひずみ分布)

(2) ねじ形状の改良案比較

次に、4.4.1の対応案②に基づいた改良案を図-4.4.6に示す。③～⑥はねじ形状およびねじ先端のRに着目した。①②⑧はねじの開始位置に着目した。②⑦⑨はねじ形状の改良ではなく、4.4.1の対応案①の改良案で偏心量の削減を除いたもので参考とした。

図-4.4.6の鋼管引張载荷でねじ底付近のひずみをFEM解析で比較検討する。FEM解析は軸対称モデルとした。その他の条件は(1)と同様である。

図-4.4.7に改良案の比較を示す。比較には(1)のBおよびC案の結果も示した。外張り出し(BおよびC案)により、荷重変位関係が大幅に改善しているのがわかる。最大主ひずみは③が最も大きく、形状の影響があり、長方形は望ましくない。また、①②⑧の比較からは、ねじ開始位置をショルダーから離す効果があることがうかがえる。さらに、⑤⑥からは、ねじ先端Rの改善効果があるものの、過度にRを大きくすると効果減となることわかる。②⑦では、板厚UPの効果わかる。さらに、②⑨では、インローは効果小さいことが判明した。

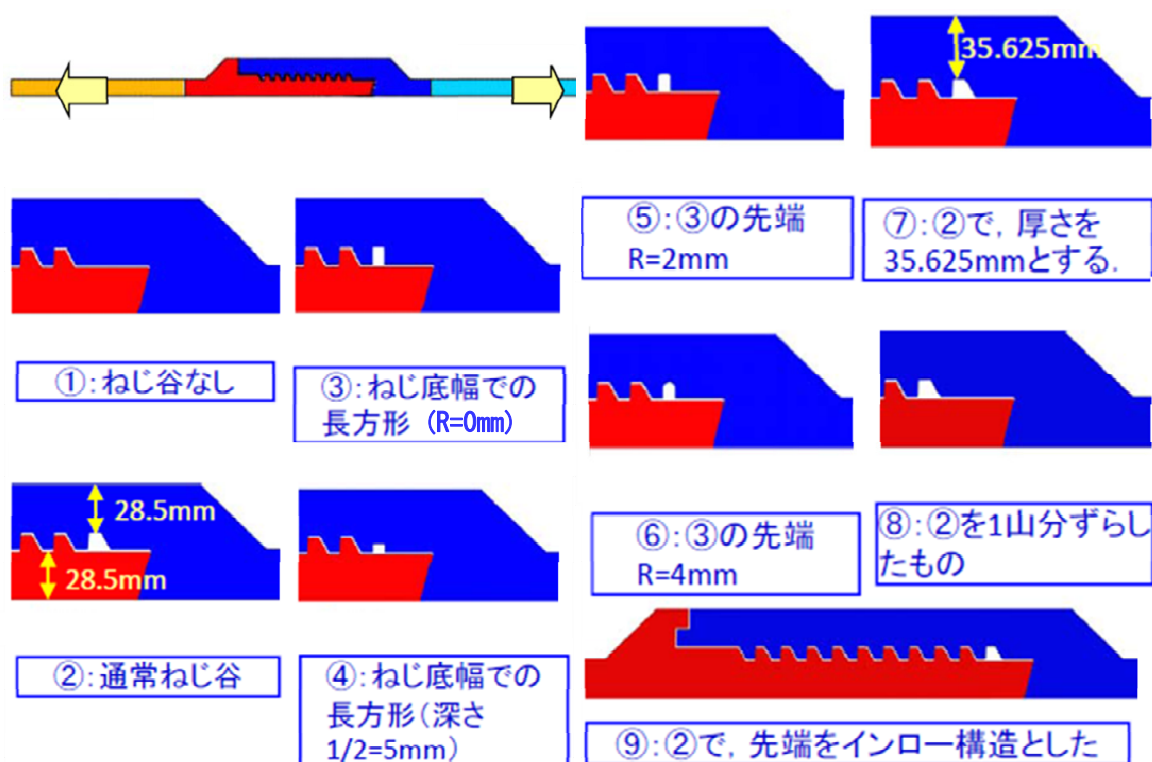


図-4.4.6 ねじ形状の改良案

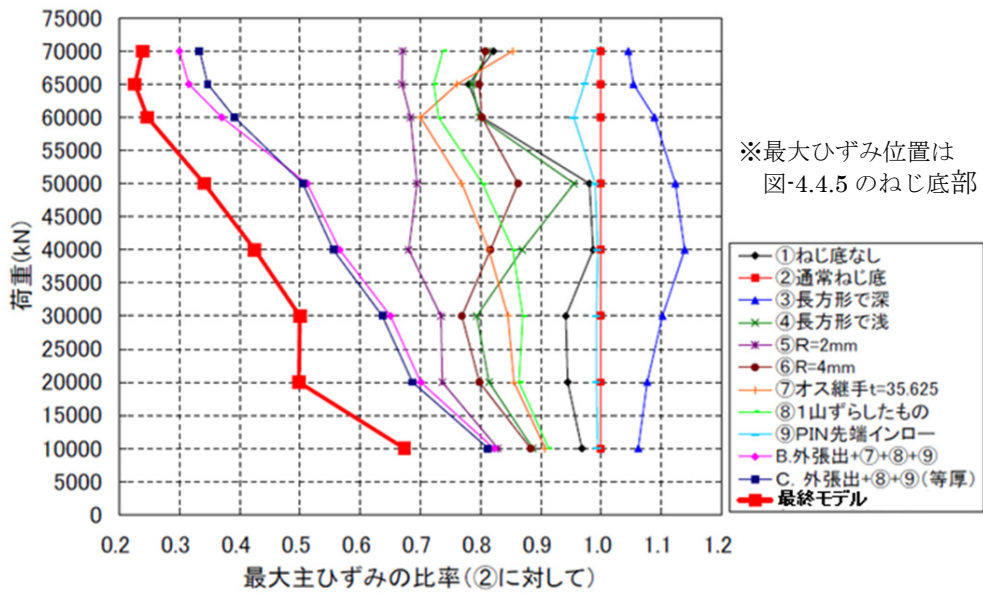
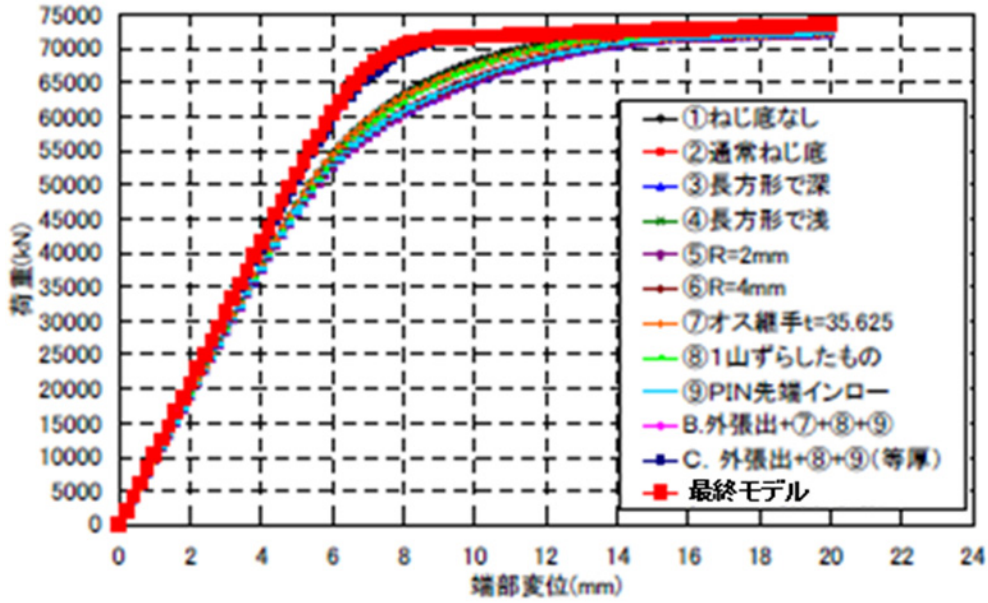


図-4.4.7 改良案の比較 (変位・ひずみ推移)

(3) 寸法効果の検証

ここでは、寸法効果を確認するためφ600～φ1500mmについて、表-4.4.3のケースについて比較した。比較は(2)と同様の条件でFEMを実施した。

図-4.4.8 (左図)には、鋼管断面積と鋼管径で正規化した荷重変形を示す。また、図-4.4.8 (右図)には、最大主ひずみについてφ1500 (継手厚=28.5mm)との比率を示す。

最大主ひずみはφ600とφ1200、はほぼ同じ (寸法効果小) で、φ600のほうが若干ひずみが大きい (Rの影響)。φ1500では継手厚を28.5mmから35.625mmにすることにより、φ600と同レベルになった。

表-4.4.3 寸法効果の比較ケース

	鋼管	ねじ底のR	ねじ谷深さ	継手板厚	
φ 600mm	15mm	0.4mm	5mm	14.25mm	相似形
φ 1200mm	30mm	0.8mm	10mm	28.5mm	
φ 1500mm	30mm	0.8mm	10mm	28.5mm	
φ 1500mm	30mm	0.8mm	10mm	35.6mm	最終モデル

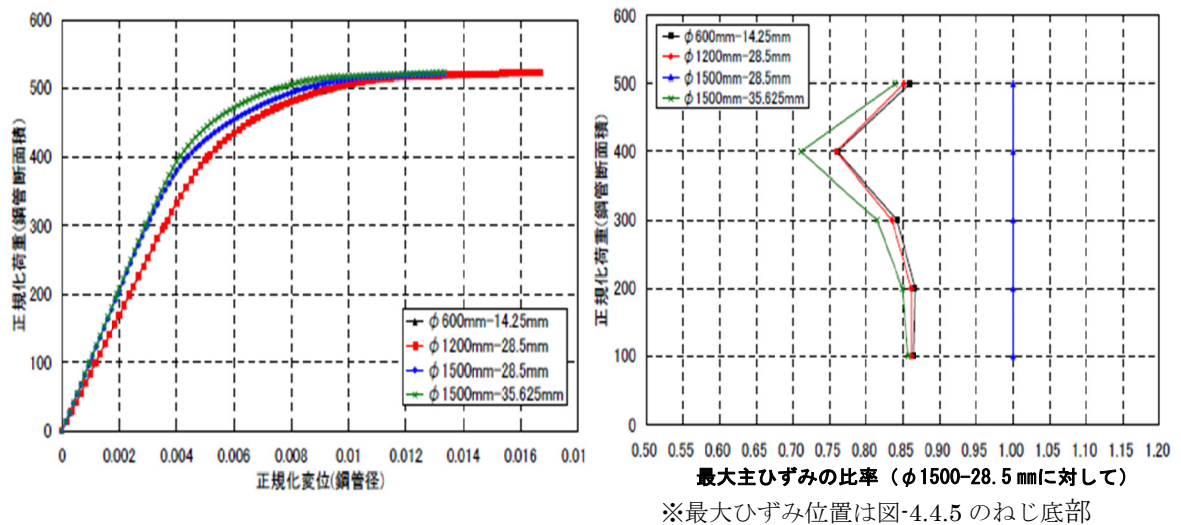
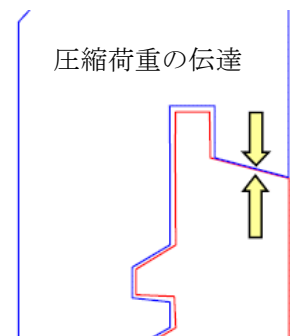


図-4.4.8 寸法効果の比較 (変位・ひずみ)

4.4.3 改良継手の検証

4.4.2の結果から、改良継手の構造を下記の通りとし、それを踏まえた構造を図-4.4.9に示す。

- ・外側張り出しは非常に効果が高い。
⇒採用する。
- ・外側張り出しをした場合、オス継手の板厚UPの効果は、それほど大きくはない。
⇒オス、メスの板厚は同じとする
- ・ねじ開始位置のずらし、ねじ部形状の処理の効果はあり
⇒メス側のねじ開始位置に余裕を持たせる。
⇒不完全ねじ部の応力緩和措置
⇒完全ねじ底部のR形状を大きめに変更
- ・インローは効果が低い上に、右図のように圧縮荷重伝達部の板厚が薄くなってしまうため、圧縮時に軸剛性の低下や薄肉部の変形の懸念がある。
⇒採用しない



改良継手について、改良効果を FEM で検証した。図-4.4.4 および図-4.4.7~8 には、改良継手(最終モデル)を含めて比較した結果を示す。4.4.2 で検討したどのケースよりも、優れた性能を有していることがわかる。

図-4.4.10 には改良継手のひずみ分布、図-4.4.11 にはひずみコンタ図を示す。鋼管の全塑性荷重まで最大主ひずみ発生箇所(→)でも評価の閾値 15%には達しないこと、全体図では、鋼管の座屈破壊が継手部破壊に先行して発生することがうかがえる。

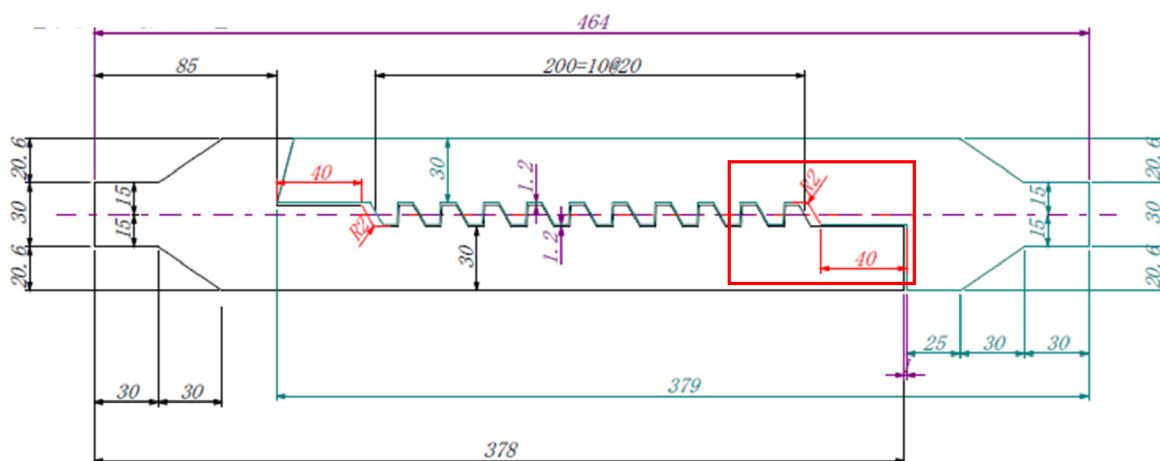


図-4.4.9 改良継手構造

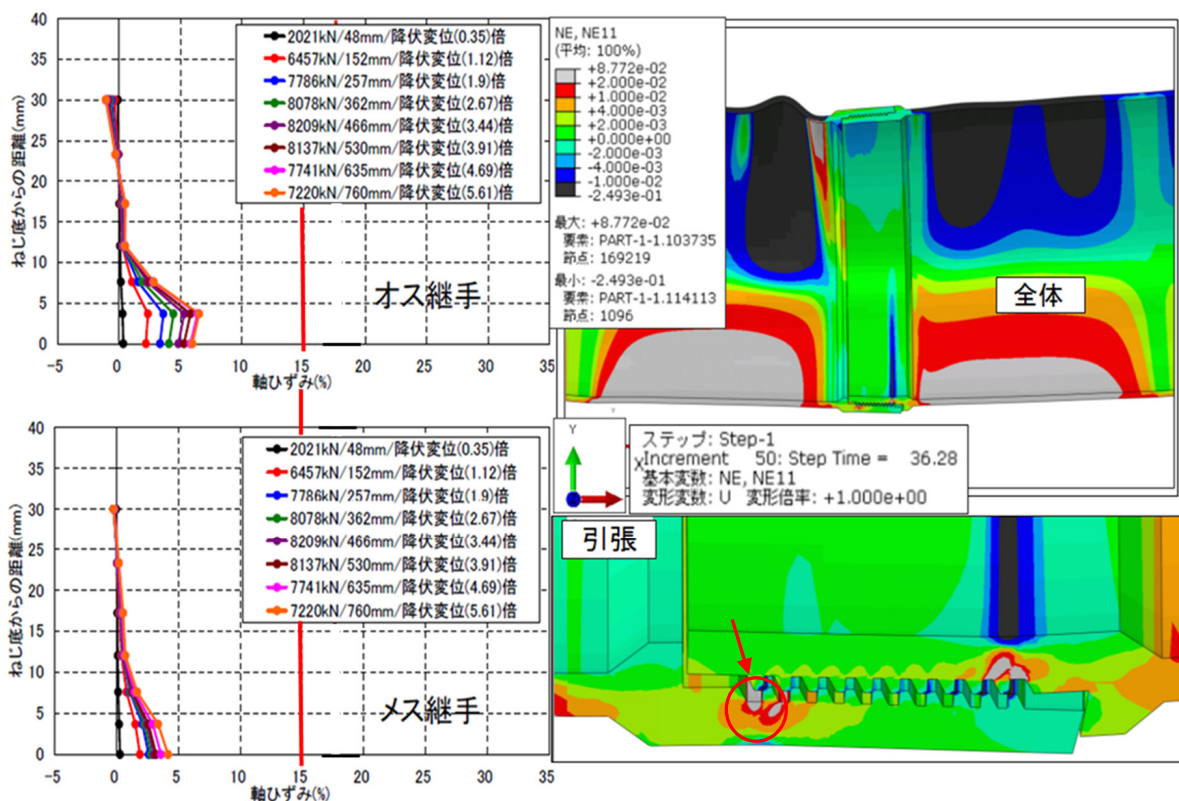


図-4.4.10 改良継手構造のひずみ分布

図-4.4.11 改良継手構造の最大主ひずみコンタ

さらに、改良継手について、4点曲げ試験（ケース2）を実施して、性能を確認した。図-4.4.12に荷重変位の推移を示す。また、写真-4.4.3に検証実験の最終状況を示す。荷重変位からは、4.2で定義した要求性能を満足する。

また、写真からは、図-4.4.11の解析結果（全体）と同様の状態であった。

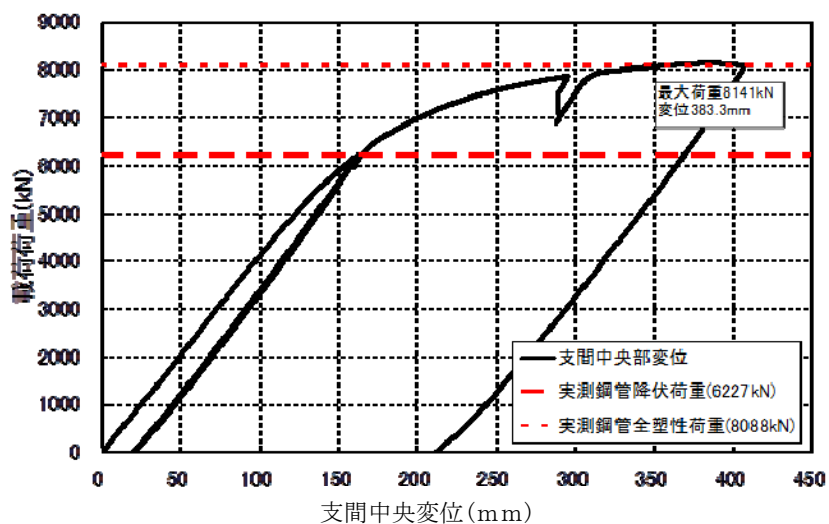


図-4.4.12 改良継手構造の荷重変位



写真-4.4.3 改良継手構造の検証実験最終状況

4. 5 第4章のまとめ

鋼管（ $\phi 1500$, $t=30$ mm, SM570）の全強を保証できる鋼管機械式継手について、CFT 構真柱としての使用状況を想定し、縮小試験体によるコンクリート充填、正負交番載荷条件について検証した。また、縮小試験体では再現できない局部応力について、考案した改良継手に対する実物大の試験等も実施し、改良効果を検証した。その過程で得られた知見は以下のとおりである。

- (1) 鋼管機械式継手の要求性能を、①高応力下での機械式継手のねじ山やギアの形状等による局部応力による影響、②充填コンクリートの影響、③地震時の繰り返し交番載荷条件の影響下であっても、鋼管母材の全断面塑性荷重に先行して破壊しないことと定義した。
- (2) ハイメカネジはCFTの終局荷重に対して、開口量、目違いともに非常に小さく、充填コンクリートの影響に対しても、十分な耐荷性能を要している。
- (3) ハイメカネジは交番載荷条件に対して、鋼管の全塑性荷重において、ねじ同士は十分噛み合った状態で、継手は鋼管母材に先行破壊することなく、十分な耐荷性能を有することがわかった。
- (4) 実物大継手における局部集中応力の緩和策のポイントとして、構造的には鋼管板厚中心と継手の勘合面のずれによる偏心曲げの回避、ねじの開始位置や形状による応力集中の回避が考えられた。
- (5) (4)における偏心曲げ低減のため、継手勘合面と鋼管板厚軸の一致、継手板厚の増厚、ねじ形状等による応力集中の低下のため、ねじ切削開始位置の変更、不完全形状の修正案を上げた。これら改善効果を解析的に検証し、ハイメカネジの改良継手構造を決定し、解析および4点曲げ実験により、実物大での局部集中応力による影響下でも要求性能を満足することを検証した。

第5章 構真柱間隔の長大化における CFT 構真柱と RC 床版の接合構造 と耐荷性能（実験・解析的検討）

5. 1 はじめに

第1章で述べたように、地下駅函体では、空間の有効利用のため、構真柱間隔の長大化が余儀なくされる。また、設備との支障回避や各階層の空頭確保のため、横断方向に梁を設けず、構真柱と縦方向梁を接続し、各階層の床版荷重は縦方向梁を介して構真柱に伝達する構造とするのが一般的である。このように、構真柱（CFT）と縦方向梁（RC）の接合部は、床版荷重の伝達経路として重要であるため、CFT 柱に設置した外ダイアフラムと梁主鉄筋を直接接続する構造とするが、縦方向の構真柱間隔の長大化に伴い、縦方向梁の主鉄筋も多段配筋となる傾向にあり、競合回避のため、CFT 柱と床版鉄筋（主鉄筋は横断方向）を非接続とせざるを得ないケースも出てくる。一方で、RC 床版と CFT 柱との接合方法は、接続すべきか、非接続でも良いのか、統一的な見解はないのが実情である。また、昨今の大規模地震の発生における地下構造物への地震対策も求められる。地下函体の縦断方向の剛性が大きいいため、特に耐震設計における水平荷重に対しては、剛性の小さい横断方向の2次元断面での検討が主流であり、CFT 柱と RC 床版との接合構造による影響を把握することは重要である。

本章では地下函体を対象とした CFT 柱と RC 床版の接合部について、鉄筋の接続の有無による横断方向の地震時水平荷重に対する耐荷機構の違いを明確にすることに加え、設計上の自由度を向上させるために、鉄筋非接続で接合部として成立することを検証し、各荷重伝達要素の機能および荷重分担を明らかにする。土木学会示方書^{1), 2)} および鉄道構造物設計標準³⁾では、異種部材間接合部の荷重伝達要素毎にその機構を定義し、それらの分担率を考慮する必要があるとされており、本接合部においても分担割合を明確にすることが必要となる。

そこで、最初に床版鉄筋と CFT 柱を非接続とした接合部構造を提案し、その構成要素毎の荷重伝達機構を仮定する。次に、模型による交番載荷実験を実施した。比較として、床版鉄筋を CFT 柱に接続させた場合の実験も実施し、床版鉄筋を非接続とした影響について検討した。また、実験結果により各荷重伝達機構を確認し、接合部の耐荷機構を明らかにするとともに、各荷重伝達機構の分担を定量的に推定した。さらに、同種接合構造において、耐荷性能を解析的に評価する手法の確立を念頭に、まずは載荷試験を用いて、3次元非線形 FEM の適用性を検証する。その後、土木学会示方書の損傷指標であるコンクリートおよび鉄筋、鋼材のひずみに加え、接合部の耐荷性能を評価するための指標を提案し、解析結果と試験結果を対応させることで、これら提案した指標での評価手法について検証する。

5. 2 接合構造の提案と荷重伝達機構の考え方

提案する接合構造の概要を図-5.2.1 に示す。縦方向梁鉄筋は、外ダイアフラムに設置した鉄筋定着治具により CFT 柱に接続する。外ダイアフラムは、接続する縦方向梁鉄筋の設計作用に対して、部材が降伏しないように設計している。一方、床版鉄筋は縦方向梁鉄筋との配筋の制約から、CFT 柱と非接続となるため、より接合部と一体化を図る構造とするべく、CFT 柱の周りを取り囲む囲み鉄筋を設置し、その内側へ折り曲げて定着する。囲み鉄筋は、内側に設置される床版鉄筋からの荷重伝達が想定されるため、床版鉄筋と同程度の材質とした。さらに、非接続とした床版鉄筋から CFT 柱へ直接的な応力伝達が期待出来ないため、CFT 箇所を開口部として扱い、縦方向梁に応力伝達がなされるよう開口部の補強と同様の方法で、接合部周辺の床版上面にダイア補強筋を配置した。また、CFT 柱と RC 床版の接合部の一体性を向上させるため、接合部内に、ずれ止め構造として、貫通鉄筋を有する孔あき鋼板ジベル（以下、PBL と呼ぶ）を設置した。PBL を採用した理由は、一般的に用いられている頭付きスタッドジベルと比べ、貫通孔や貫通鉄筋の組合せにより、施工性を考慮した構造諸元を選定出来ることに加え、より大きなせん断耐力が期待出来るためである。

一般に接合部の設計の考え方は、接合部に接続する部材よりも先行して損傷させないようにする。すなわち、構造物として部材の変形性能を十分発揮させるため、接合部は接続部材から持ち込まれる荷重（=部材の耐荷力）に対して損傷をある程度（一般には接合部の変形が急激に進展する手前）に抑制する必要がある。そのため提案する接合構造でも、接合部内のコンクリートが圧縮破壊を起こさないこと、および接合部構成要素に生じる力の最大値が各要素の最大耐力に達しないことを基本とする。

接合部の横断方向の荷重（断面力）伝達については、CFT 柱と床版鉄筋は直接接続していないため、RC 梁の鉄筋を接続した接合部のようなトラス機構が構成されない（図-5.2.2）。そこで、接合部の荷重伝達機構として表-5.2.1、図-5.2.4 のように、接合部に作用する曲げによる偶力およびせん断力に対して、1. CFT 柱の側面支圧および摩擦抵抗、2. PBL のせん断抵抗、3. 外ダイアフラムの支圧抵抗の各構成要素に分解して考える。これらは、同図に示す 45° 範囲が有効と考えられる。また、構成要素 1~3 以外に、4. 囲み鉄筋の床版非接続鉄筋（折曲げ定着部）拘束による引張応力の伝達、5. ダイア補強鉄筋による間接的な荷重伝達（床版鉄筋が CFT 柱と非接続であるため、床版鉄筋応力をダイア補強鉄筋を介して縦方向梁や CFT 柱に伝達）が考えられる。

表-5.2.1 には接合部構成要素の荷重伝達機構の照査上の課題を示す。各荷重伝達機構について、荷重を伝達する力とその方向については、過去の研究成果等^{4)~6)}から仮定したが、接合部の耐荷力を算定するうえで、各荷重伝達機構の分布性状および荷重の増加に伴う各接合部構成要素の荷重分担の推移の設定が課題となる。これは、接合部のように複数の伝達機構で構成される部材においては、荷重増による接合部の損傷の進行に伴い、伝達機構の機能が低下する順序を踏まえた耐荷力を算定する必要があるためである。

表-5.2.1 接合部構成要素の伝達機構と課題

接合部 構成要素	機 構		課題
	伝達力	方向	
1.CFT柱側面	支圧抵抗 摩擦抵抗	水平 鉛直	・伝達力の分布性 状の確認 ・荷重分担の推移 の把握
2.PBL(貫通鉄筋あり)	せん断抵抗*	鉛直・水平	
3.外ダイアフラム	支圧抵抗	鉛直	
4.囲み鉄筋	PBL近傍およびCFT側面コンクリートの拘束 非接続床版鉄筋の拘束	水平	
5.ダイア補強鉄筋	非接続床版鉄筋応力の縦方向梁等への伝達	水平	

※PBL のせん断抵抗は、詳細には各孔ごとに貫通鉄筋の曲げと貫通鉄筋支持コンクリートの支圧力による抵抗 (図-5.2.3) を考えるべきであるが、ここではPBL1孔当たりのせん断抵抗に着目する。

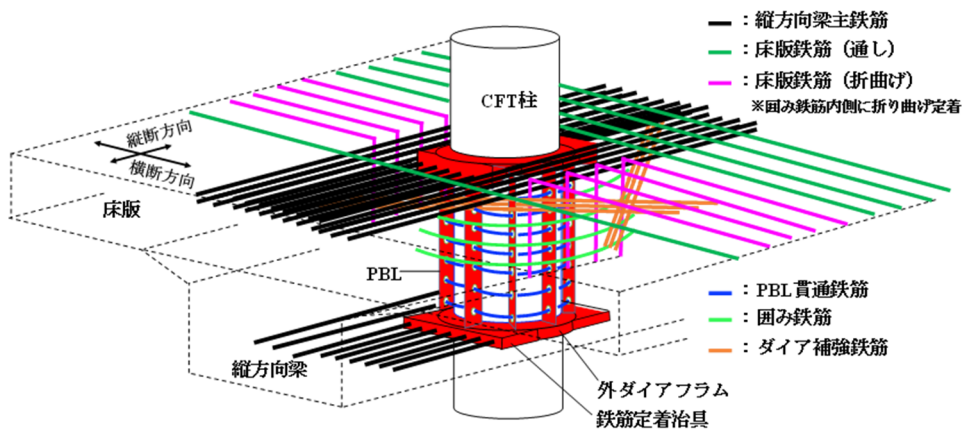


図-5.2.1 提案する接合構造の概要図

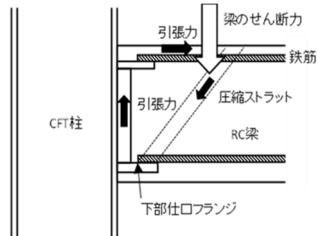


図-5.2.2 接合部のトラス機構

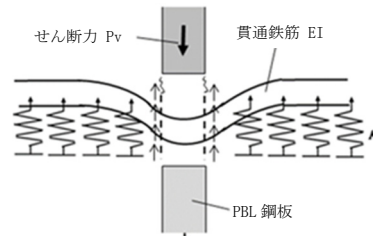


図-5.2.3 PBLのせん断抵抗のミクロ的視点

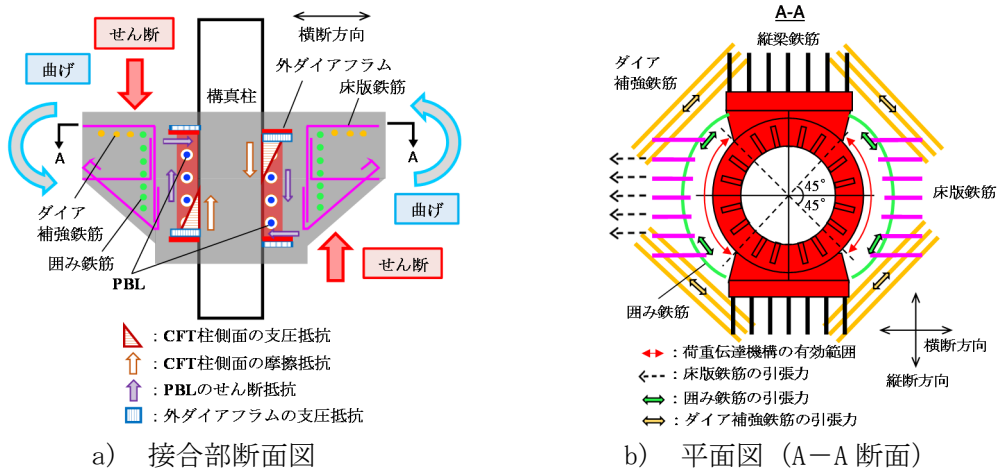


図-5.2.4 床版鉄筋非接続の接合部における荷重伝達機構

5. 3 PBL 要素の耐荷実験

5.2 で提案した接合構造の構成要素の内、PBL については、貫通鉄筋 (SD490)、PBL 板厚等が鉄道構造物設計標準³⁾の適用範囲外であるため、現行の耐力算出式の適用性について確認する必要がある。さらに、5.4 で述べる、接合部の構造実験では、1/3 の縮小試験体で実施することから、接合部構成要素の荷重伝達機構を評価する際、縮小モデルのスケール効果も確認する必要がある。そこで、H 形鋼の両側にコンクリートブロックを配置する、頭突きスタッドの押し抜き試験で検討する載荷方法により試験を実施した。

5.3.1 試験体の設定

本試験では、試験体の縮尺 (実物大・1/3 スケール)、PBL の孔数をパラメータとし、3 ケースの試験について実施した。試験体一覧を表-5.3.1 に示す。なお、試験体は PBL の板厚 (t=40mm)、貫通鉄筋の種別 (SD490)、コンクリート強度 (50N/mm²) が鉄道構造物設計標準³⁾の適用範囲外となっている。試験体の形状図を図-5.3.1 に示す。鋼材とコンクリートブロックとが接触する部分のうち、PBL を除く箇所の鋼材には、コンクリート打設前にグリスを塗布することで、鋼材とコンクリートブロックとの付着を取り除いた。また、PBL の下部には発泡スチロールを埋設して箱抜きを行うことで、PBL の鋼板下面からコンクリートブロックに支圧力が作用しない形状とした。なお、発泡スチロールはコンクリート硬化後に除去した。使用した材料を表-5.3.2~4 に示す。

表-5.3.1 試験体一覧

ケース	試験体No.	試験パラメータ	縮尺	鋼板一枚当りの孔数	試験体1体当りの孔数
PBL-1	PBL-1-1	孔数の効果	実物大	1	2
	PBL-1-2				
PBL-2	PBL-2-1	基本ケース	実物大	2	4
	PBL-2-2				
PBL-3	PBL-3-1	スケール効果	1/3縮小	2	4
	PBL-3-2				
	PBL-3-3				

表-5.3.2 使用材料一覧 (鋼板)

鋼種	板厚 (mm)	適用	試験結果		
			降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	弾性係数 (N/mm ²)
SM520C	t=40	PBL-1, 2	445	524	206
	t=13	PBL-3	542 [*]	631	214

※0.2%耐力

表-5.3.3 使用材料一覧 (鉄筋)

鋼種	鉄筋径	適用	試験結果		
			降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	弾性係数 (N/mm ²)
SD490	D22	PBL-1, 2	541	711	192
	D10	PBL-3	528	703	196

表-5.3.4 使用材料一覧（コンクリート）

PBL-1, -2, -3 W/C39.5%-12-20N	材齢		
	PBL-1載荷	PBL-2載荷	PBL-3載荷
	29日	30日	28日
圧縮強度 (N/mm ²)	49.2	50	49.9
静弾性係数 (kN/mm ²)	35.7	35.5	30.9
割裂引張強度 (N/mm ²)	3.62	-	3.35

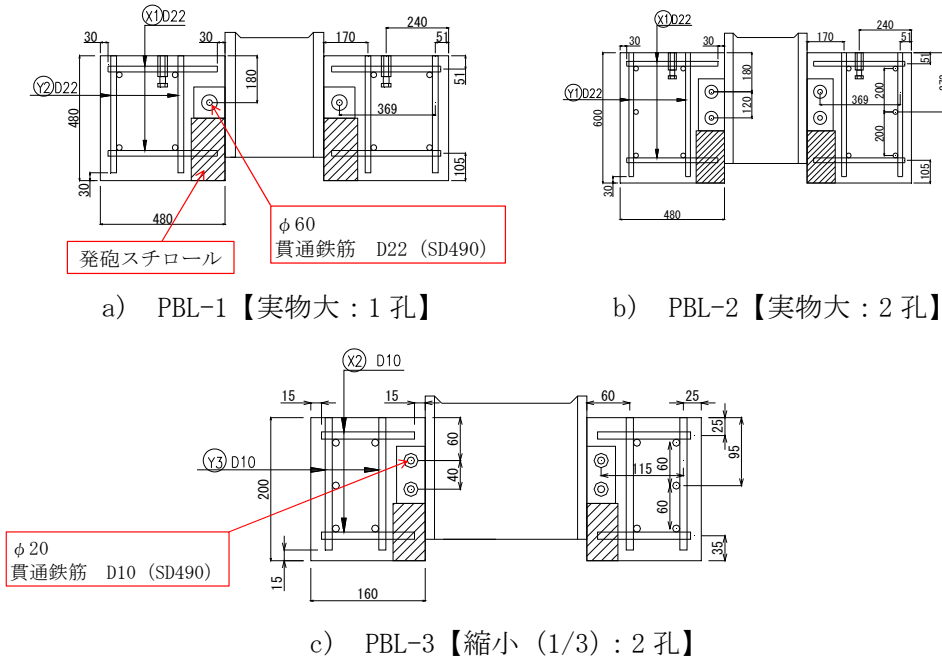


図-5.3.1 試験体形状図

5.3.2 試験方法

(1) 載荷装置

試験は、5,000kN 圧縮試験機を用いて実施した。載荷装置を図-5.3.2 に示す。載荷は球座を介して行い、試験体設置面には石膏を用いて不陸調整を行った。

(2) 載荷方法

各試験体の載荷方法を表-5.3.5 に示す。なお、各試験体の載荷方法は試験の状況により適宜設定した。PBL-1-1 および PBL-3-1 (1 体目) は、鉄道構造物設計標準³⁾による設計耐力の 1/3 の荷重で一度除荷して残留ずれ変位を確認した後、単調載荷を行った。PBL-1-2 および PBL-3-2 (2 体目) は、それぞれ 1 体目の最大荷重の 1/3 の荷重、および設計耐力の 1/3 の荷重で一度ずつ除荷して残留ずれ変位を確認した後、単調載荷を行った。PBL-3-3 は漸増繰返し載荷とし、除荷するタイミングは、ずれ変位 1.0mm までは 0.1mm 刻み、2.2mm までは 0.2mm 刻み、2.6mm で 1 回、とし、その後単調載荷を行った。PBL-2 の 2 体は、PBL-1-1 および PBL-1-2 の実験で得られた最大荷重の平均値の 1/3 倍の荷重、および設計耐力の 1/3 の荷重で一度ずつ除荷して残留ずれ変位を確認した後、単調載荷を行った。

(3) 計測方法

試験時の計測項目一覧を表-5.3.6に、PBL-2の計測位置図を図-5.3.3~4に示す。

荷重は、無荷重時を初期値(0kN)として計測し、PBL1孔あたりのせん断力として整理した。また、ずれ変位および開き変位は、各測定位置における鋼材に変位計を固定し、コンクリートの相対変位として計測した。貫通鉄筋引き込み量は、コンクリートブロックに変位計を固定し、貫通鉄筋先端の相対変位として計測した。コンクリートブロック水平変位、および鉛直変位は、床面を不動点として絶対変位として計測した。計測値は、無荷重時を初期値(0mm)とした。鋼材のひずみは、1箇所あたり表裏に貼付することを基本としたが、位置によっては表面だけを計測した。鉄筋ひずみは、鉄筋の上下面にひずみゲージを貼り付け、鉄筋軸ひずみ、および曲げひずみを算定した。コンクリートひずみは、コンクリート表面に貼付したひずみゲージにより計測した。いずれも、無荷重時を初期値(0 μ)とした。

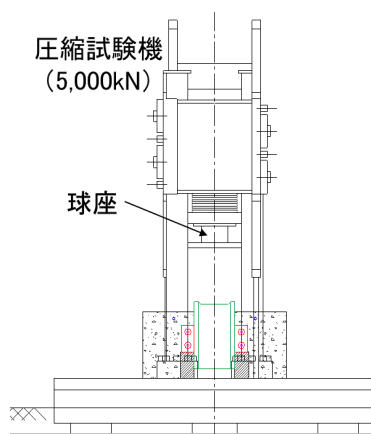


図-5.3.2 荷重試験装置

表-5.3.5 荷重方法一覧

ケース	試験体No.	縮尺	試験体1体当りの孔数	荷重方法	除荷荷重 (kN)	
					1回目	2回目
PBL-1	PBL-1-1	実物大	2	除荷1回→単調荷重	233	—
	PBL-1-2			除荷2回→単調荷重	149	233
PBL-2	PBL-2-1	実物大	4	除荷2回→単調荷重	144	233
	PBL-2-2			除荷2回→単調荷重	144	233
PBL-3	PBL-3-1	1/3縮小	4	除荷1回→単調荷重	32.6	—
	PBL-3-2			除荷2回→単調荷重	13.4	32.6
	PBL-3-3			漸増繰返し荷重	—	—

表-5.3.6 計測項目一覧

計測項目	適用	計測方法
荷重	鉛直荷重荷重	試験機
変位	ずれ変位、開き変位 コンクリートブロック水平変位 貫通鉄筋引き込み量	変位計
鋼材ひずみ	PBL孔間 (3軸)、PBL側面、上面 (1軸)	ひずみゲージ
鉄筋ひずみ	貫通鉄筋 (1軸)	
コンクリートひずみ	コンクリートブロック背面、上面 (1軸)	
ひび割れ発生状況	コンクリートブロック	目視

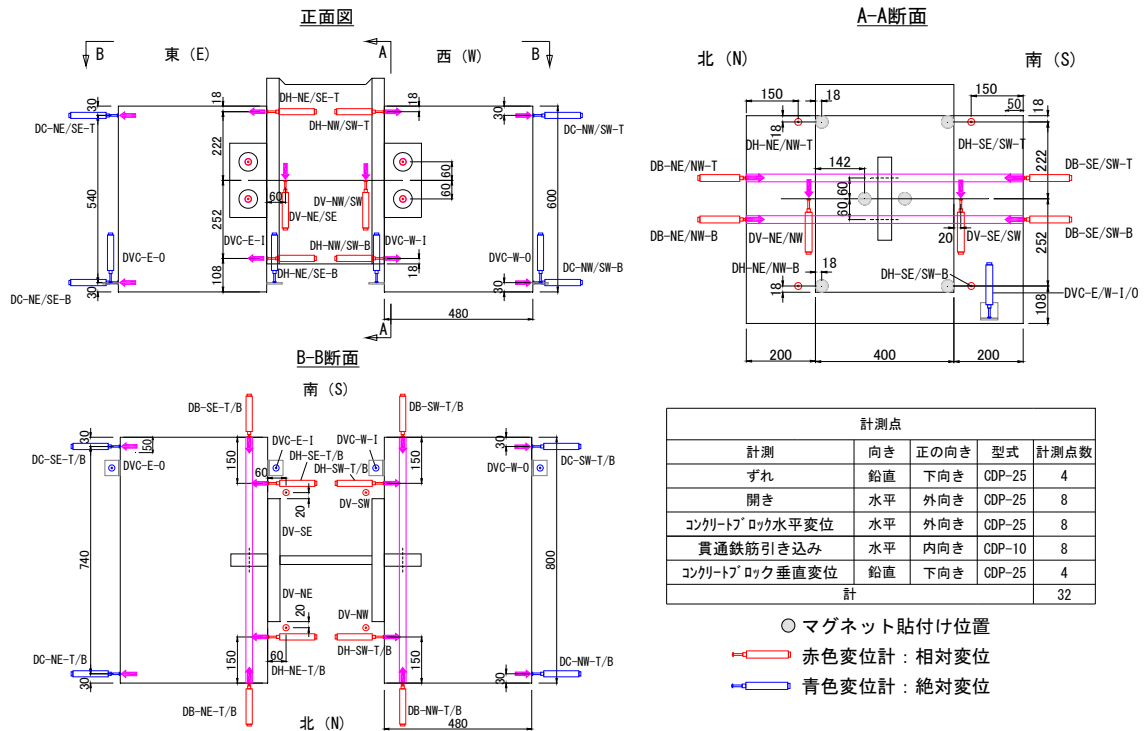


図-5.3.3 変位計測位置図 (PBL-2) 単位：mm

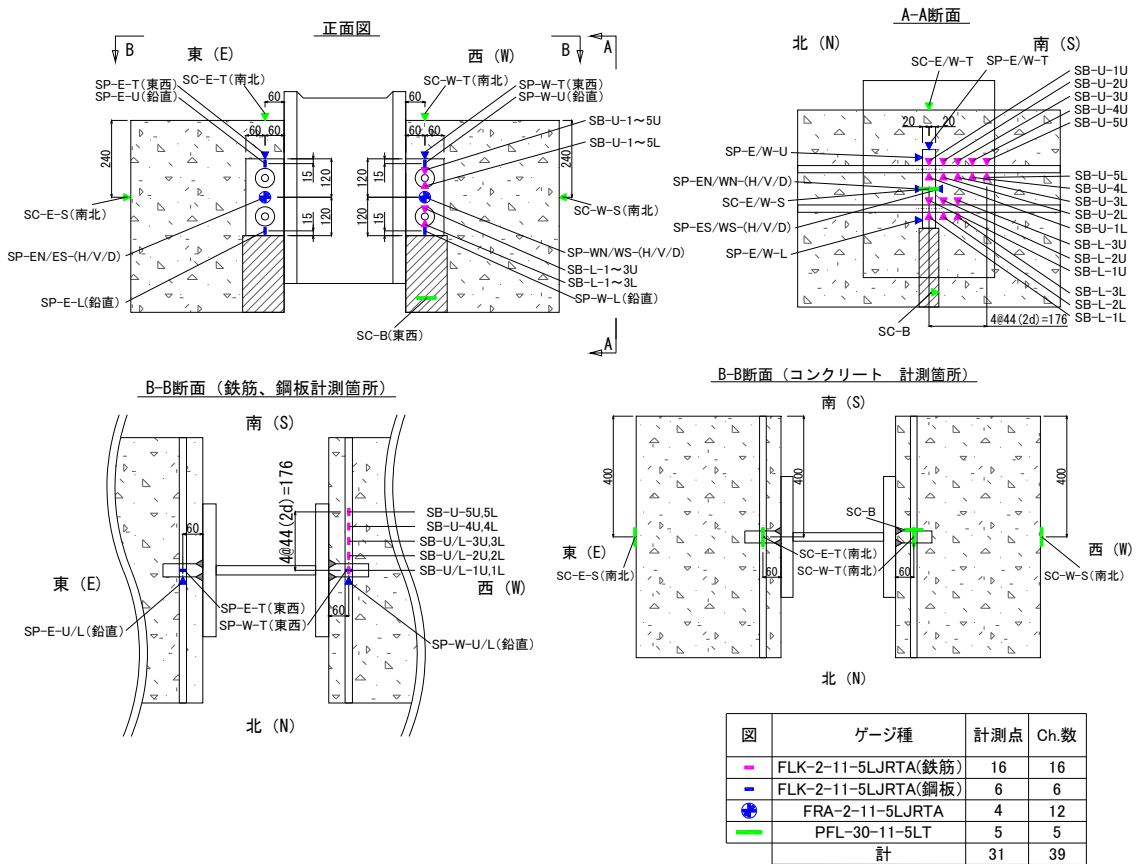


図-5.3.4 ひずみ計測位置図 (PBL-2) 単位：mm

5.3.3 試験結果

(1) せん断耐力

本試験により得られたせん断耐力を表-5.3.7に示す。なお表には、鉄道構造物設計標準³⁾に基づいて算出した、PBL 1孔あたりのせん断耐力の計算値を併せて示した。ただし、PBL-1, 2について、鉄道構造物設計標準³⁾の計算式上のAの値は規定の範囲外となっているが、ここでは算出されたAの値をそのまま用いている。

表-5.3.7 試験結果

試験体 No.	鉄道構造物設計標準 ³⁾ 計算式上のA	1孔あたりのせん断耐力(kN)		実験値/ 計算値
		実験値	計算値	
PBL-1-1	391×10 ³	447	697	0.64
PBL-1-2		419		0.60
PBL-2-1	393×10 ³	376	700	0.54
PBL-2-2		389		0.55
PBL-3-1	67.0×10 ³	40.1	97.8	0.41
PBL-3-2		40.2		0.41
PBL-3-3		34.2		0.35

鉄道構造物設計標準³⁾に基づく、孔あき鋼板ジベルのせん断耐力の計算式を以下に示す。

$$V_{psud} = (1.85A - 26.1 \times 10^3) / \gamma_b$$

$$A = \frac{\pi(d^2 - \phi^2)}{4} f'_{cd} + \frac{\pi\phi^2}{4} f_{ud}$$

ただし、 $40.1 \times 10^3 \leq A \leq 383.3 \times 10^3$

V_{psud} : 孔あき鋼板ジベルの1孔あたりの設計せん断耐力(N)
 d : 孔径(mm), t : 鋼板の板厚(mm), ϕ : 貫通鉄筋径(mm)
 f'_{cd} : コンクリートの設計圧縮強度(N/mm²),
 f_{ud} : 貫通鉄筋の設計引張強度(N/mm²)

γ_b : 部材係数 (※実験との比較のため1.0とした)

上式は、PBLの破壊が孔間の鋼板のせん断破壊よりも先行する場合の耐力の算定式であるため、次式を満足する必要がある。本試験の試験体諸元においては、PBL-1~3のいずれの試験体も次式を満足することを確認した。

$$V_{sud} = A_s \frac{f_{syd}}{\sqrt{3}} \frac{100}{60} / \gamma_b \geq V_{psud}$$

V_{sud} : 孔間の鋼板のせん断耐力(N)

A_s : 孔間の鋼板のせん断抵抗面積(mm²),

f_{syd} : 鋼材の設計降伏強度(N/mm²)

γ_b : 部材係数 (一般に1.1として良い)

土木学会示方書¹⁾には、鉄道構造物設計標準³⁾と同一の、PBL 1孔あたりのせん断耐力の計算式が規定されているが、計算式の適用範囲は表-5.3.8のとおり定められている。表に示す通り、本試験は適用範囲外である。

表-5.3.8 土木学会示方書¹⁾式の適用範囲とPBL-1の諸元 (※適用外)

	孔径 d (mm)	鋼板の 板厚 t (mm)	d / t	貫通 鉄筋径 ϕ (mm)	$(d / t) \phi$	貫通鉄筋 の種別	コンクリートの 圧縮強度 f'_{cd} (N/mm ²)
適用範囲	35~80	12~16	2.2~8.9	10~22	28~180	SD390以下	29~37
PBL-1 緒元	60	40※	1.5※	22	33	SD490※	49.2※
PBL-2 緒元	60	40※	1.5※	22	33	SD490※	50.0※
PBL-3 緒元	20※	13	1.54※	10	15.4	SD490※	50.0※

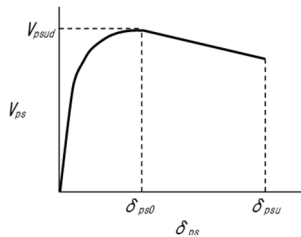
(2) せん断力-ずれ変位関係

各試験体のせん断力-ずれ変位関係を図-5.3.5 に示す。図には、以下に示す土木学会示方書¹⁾の算定式のせん断力-ずれ変位関係の計算値，発生したイベントを併せて示した。

$$V_{ps} = V_{psud} \left\{ 1 - \exp\left(-\frac{\alpha \delta_{ps}}{\varphi}\right) \right\}^{\beta} \quad \text{for } 0 \leq \delta_{ps} \leq \delta_{ps0}$$

$$V_{ps} = V_{psud} \left\{ 1 - \exp\left(-\frac{\alpha \delta_{ps0}}{\varphi}\right) \right\}^{\beta} + V_{psud} \left\{ \frac{2}{15} \left(1 - \frac{\delta_{ps}}{\delta_{ps0}} \right) \right\} \quad \text{for } \delta_{ps0} < \delta_{ps} \leq \delta_{psu}$$

$$\delta_{ps0} = 0.067 \left(\frac{d}{t} \right) \varphi, \quad \delta_{psu} = 2.5 \delta_{ps0}, \quad \alpha = \frac{50}{(d/t)}, \quad \beta = \frac{1}{3}$$

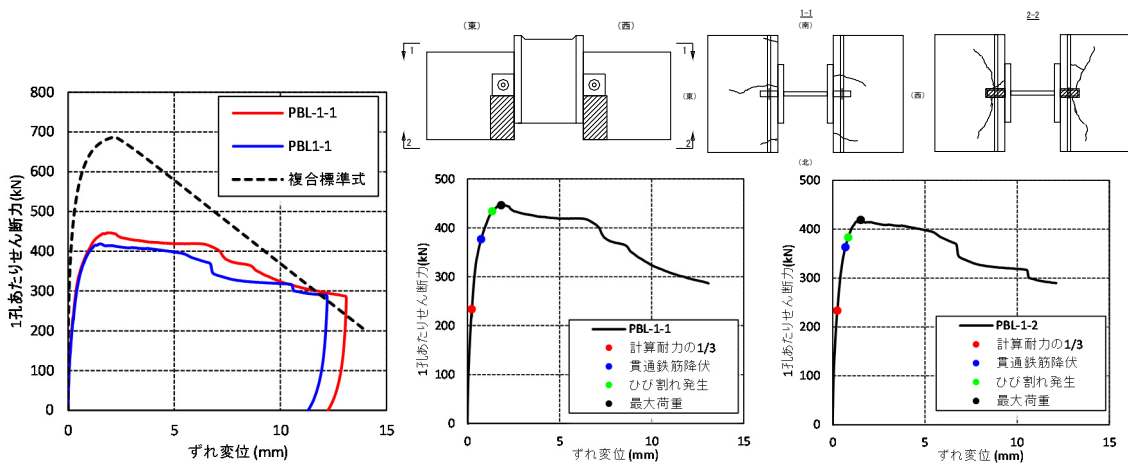


V_{ps} : 孔あき鋼板ジベルの1孔あたりのせん断力(N)

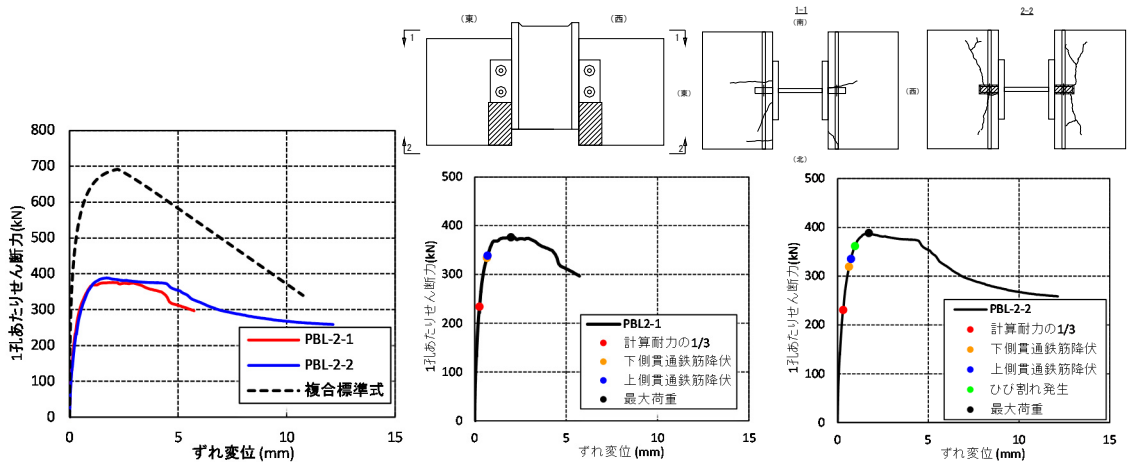
δ_{ps} : 相対ずれ変位(mm),

δ_{ps0} : 最大せん断力時のずれ変位(mm),

δ_{psu} : 終局ずれ変位(mm), α, β : 係数

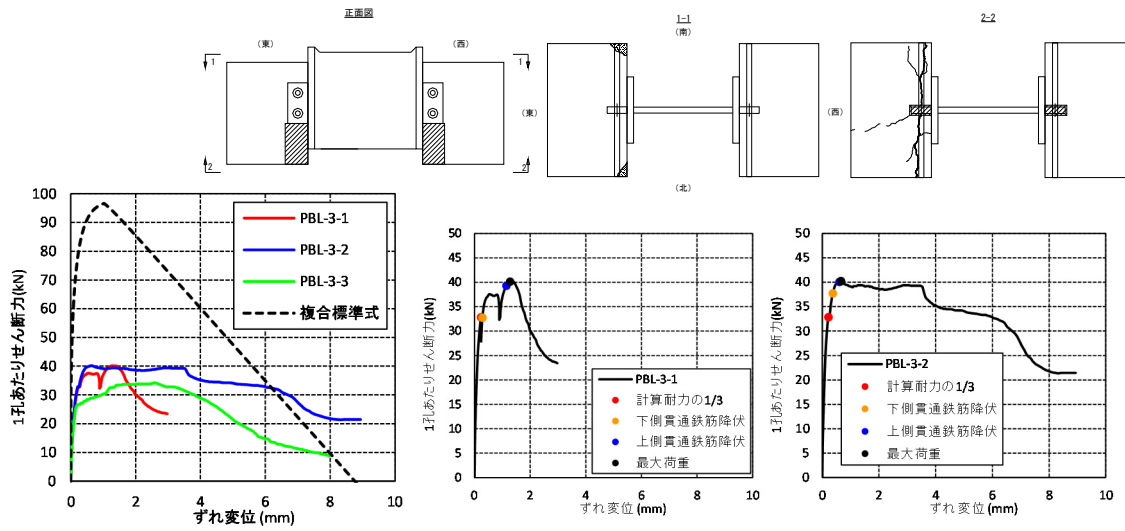


a) PBL-1 シリーズ



b) PBL-2 シリーズ

図-5.3.5 せん断力-ずれ変位関係，ひび割れ発生状況

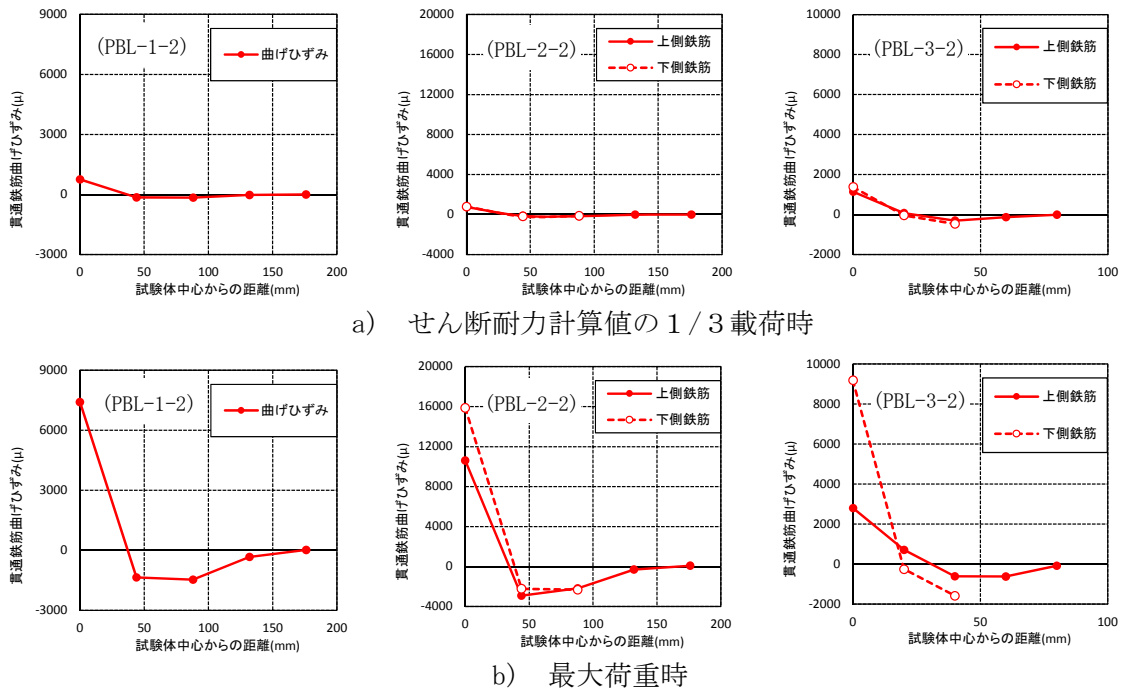


c) PBL-3 シリーズ

図-5.3.5 せん断カーズれ変位関係, ひび割れ発生状況

(3) 貫通鉄筋の曲げ歪分布

図-5.3.6 に各試験体の貫通鉄筋の曲げ歪分布を示す。曲げ歪は、鉄筋に張り付けた上下のゲージの差(上-下)を1/2したもので、圧縮側をプラスとした。



a) せん断耐力計算値の1/3 載荷時

b) 最大荷重時

図-5.3.6 貫通鉄筋の曲げひずみ分布

(4) 考察

a) せん断耐荷力

表-5.3.7の比較から、PBL 1孔あたりのせん断耐荷力は、計算値の0.35倍～0.64倍と、計算値を下回る結果となった。また、PBL-1に対して孔数を2倍としたPBL-2では、1孔あたりのせん断耐荷力が0.88倍となっており、試験体に設けるPBLの孔数が試験結果に影響を与える結果となった。試験値が下回る結果となることから、本諸元に対するせん断耐荷力を評価できないことが判明した。この原因として、PBLの諸元が適用範囲外にあるために、コンクリートのせん断耐荷力への寄与分を鉄道構造物設計標準³⁾式と同様な評価が出来なかった可能性(SD490の引張強度発現前にコンクリート損傷)や、試験条件、具体的には、試験体底部の固定条件や試験体内の配筋の影響(孔内コンクリートのみならず、貫通鉄筋を拘束するコンクリートブロックの形状がせん断耐荷力に大きく寄与する)により、載荷条件等が実構造物の状況と異なった可能性が考えられる。現段階では、実験値が計算値を下回った原因として、PBL諸元と試験条件のどちらの影響によるものか、どの程度の影響度であったかは不明である。そのため、今後検討する際は、実構造物のPBLの諸元でのせん断耐荷力を把握するために、より実構造物を想定した試験条件で検討する必要があると考えられるが、それは、別の研究に委ねることとし、以降の本章での議論は安全側の判断として、本試験で確認された範囲の結果を用いることとした。1/3縮小の影響は、表-5.3.7のPBL-2と3について、繰り返し載荷を実施したPBL-3-3以外は、大きなバラつきは見られないことから、この程度の縮小の影響は小さいと考えられる。

b) せん断力一ずれ変形関係

図-5.3.5から、どの試験体も計算よりも、最大荷重後の荷重降下は緩やかとなり、既往の荷重-変形の算定によれば、変形性能上は十分安全側に評価できるものと考えられる。PBL-2, 3の比較からも1/3縮小の影響も小さいものと考えられる。

c) ひび割れ発生状況および貫通鉄筋の曲げひずみ分布

図-5.3.5の試験体のひび割れ発生状況(実物大のPBL-1, 2)では、コンクリートブロック上面に、①PBLに平行する方向にひび割れが発生しており、コンクリートブロック下面には、②PBLと直交する方向にひび割れが確認された。損傷の概要を図-5.3.7に示す。

PBLにずれ力 V が作用すると、PBLからの支圧が発生し、孔部分のコンクリートのせん断面のずれに伴って、コンクリートを割裂させようとする力： T (押し広げ力)が発生することが既往文献⁷⁾で明らかにされている。この押し広げ力： T は、ずれ力 V の増加とともに増加し、コンクリートの引張強度(割裂強度)に達した時にジベル板天端からコンクリートのかぶり部にひび割れが発生し、かぶりを2分するようにコンクリート表面に向かって進展したと思われる。また、PBLにずれ力 V が作用すると、孔内コンクリートを介し、貫通鉄筋からコンクリートブロックに押し抜き力： P が発生することにより、貫通鉄筋の下部コンクリートが圧縮破壊し、貫通鉄筋に沿って、クラックが進展したものと思われる。図-5.3.6の貫通鉄筋曲げひずみ分布からも、図-5.3.7の右上図のように挙動していることが伺える。

PBLのずれ耐力（最大荷重）は孔コンクリートにひび割れが発生した時点、あるいはPBL天端からコンクリートのかぶり部にひび割れが発生した時点のずれ力に対応するといった知見も見られるが、今回は貫通鉄筋の下面にもひび割れが発生している。①上面のひび割れと②下面のひび割れの双方のいずれかが、ずれ耐力に対応していると考えられるが、本試験ではどちらのひび割れが、耐力低下の要因となったかまでは明確に判断出来ていない。

本試験ではPBLの板厚 $t=40\text{mm}$ を用いており、板厚が厚いことにより生じるせん断破壊性状が鉄道設計標準³⁾で想定している性状と異なっている可能性があり、試験値が計算値を下回った要因の一つと考えられる。

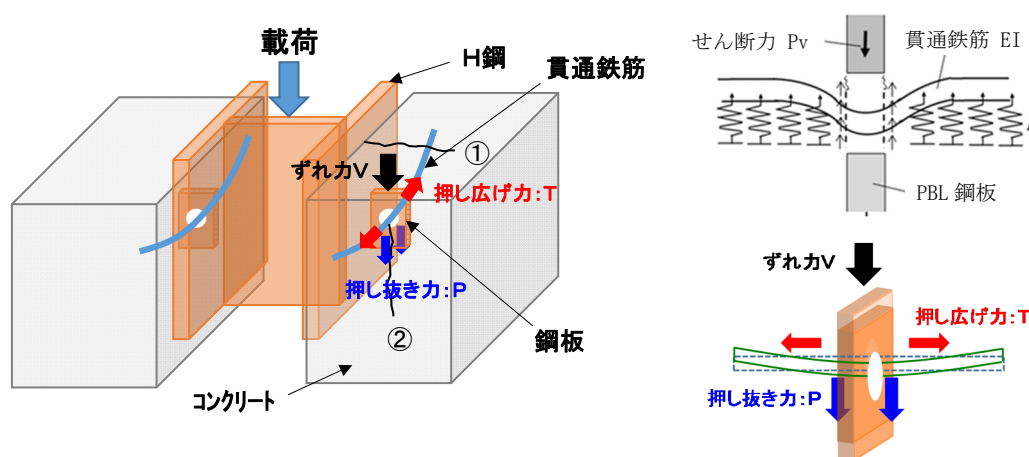


図-5.3.7 損傷のイメージ図

5.4 接合部縮小モデル耐荷実験

荷重荷重による接合部全体としての損傷過程，5.2の各接合部構成要素の機能，各荷重分担を確認するために縮小試験体による交番荷重実験を実施した。

5.4.1 試験体の設定

(1) 試験体の範囲

試験体は，CFT柱と中床版の接合部を模擬する。ただし，実構造における柱間の範囲を模擬した場合，非常に大規模な荷重試験になることが予想されたため，特に柱間隔が大きい縦断方向の範囲について，必要範囲を精査する必要があると考えた。そこで，実構造における接合部周辺のRC床版の応力性状を確認することを目的とし，3次元モデルを用いて実構造で想定する断面力を用いて線形解析を実施した。

解析モデルは図-5.4.1に示すようにCFT柱とRC床版をソリッド要素でモデル化し，荷重荷重のために剛な梁要素を各部材端部に接続した。ソリッド要素は弾性要素を用いており，CFT柱とRC床版の界面は完全結合としている。解析に用いた弾性係数を以下に示す。

- ・ CFT 柱充填コンクリート : 40kN/mm^2 ($f'_{ck}=100\text{N/mm}^2$)
- ・ CFT 柱 : 200kN/mm^2 (SM570)
- ・ RC 床版および縦方向梁 : 33kN/mm^2 ($f'_{ck}=50\text{N/mm}^2$)

荷重は実構造での地震時における最大の接合断面力を再現することとし、載荷にあたっては、CFT 柱下端の節点の変位および回転を拘束して、剛梁の先端にせん断力および軸力を載荷する。なお、接合部接点の曲げモーメントが一致するよう表-5.4.1 に示すようにアーム長 L を算定し、図-5.4.1 に示すように、RC 床版のアーム長がソリッド要素によるモデル化範囲の内側となるため、梁要素をソリッド要素端部から内側に設けている。

解析で得られた最大主応力コンターおよびCFT 柱前面の縦梁方向の主応力分布を図-5.4.2、図-5.4.3 にそれぞれ示す。図に示すとおり、RC 床版には CFT 柱周辺に大きな主応力が生じており、縦断方向に離れるにしたがって、応力が減少する結果となった。また、CFT 鋼管端部から $2D$ (D : CFT 鋼管径) 離れた領域で、最大主応力が 1N/mm^2 以下と十分小さい値となったため、試験体の縦断方向の対象範囲を $2D$ 区間とすることとした。

(2) 試験体の諸元

載荷試験は、接合部を模擬した試験体を用いて実施することとし、既往の載荷試験⁶⁾と同様に試験体を実構造諸元の $1/3$ スケールで計画した。試験体一般図を図-5.4.4 に示す。また、前項(1)に示したとおり、RC 床版の応力は $2D$ の範囲に集中しているため、試験体の縦断方向は $2D$ を確保した 2800mm 、RC 床版の横断方向は実構造での柱中心間となるよう 3000mm で設定し、接合部付近の応力性状を正確に再現出来る範囲を試験体の対象とした。試験体は CFT 柱と床版鉄筋の接続の有無をパラメータとし、計 2 体を製作した。各試験体の詳細な諸元は表-5.4.2、各部材の材料試験結果を表-5.4.3 に示す。

a) 床版鉄筋非接続試験体 (JC-1)

床版鉄筋非接続試験体 (以下、JC-1) は、CFT 柱と RC 縦方向梁鉄筋を接続させ、RC 床版の鉄筋は CFT 柱に接続しない構造である。JC-1 の一般図を図-5.4.4a) に示す。試験体は 5.2 で提案した接合部構造と同様に RC 床版鉄筋は接合部内で折り曲げて定着させ、CFT 柱箇所を開口部として扱い、床版上面にダイア筋を補強鉄筋として配置した。【写真-5.4.1a)】また、実構造設計では、5.2 で述べたとおり、安全性・復旧性の観点から、接合部は損傷させず、隣接部材を先行して損傷させる思想を基本とするが、表-5.2.1 に示す 1~3 の各々の荷重分担率が不明であるため、接合部全体の耐荷力が算定出来ない。したがって、実構造設計においては、接合部に作用する曲げとせん断によるずれせん断力に対し、PBL のずれせん断耐力が上回るよう PBL 枚数および孔数等を計算し、配置している。一方、本試験は接合部の耐荷機構に着目した試験であるため、試験体については、接合部を先行して破壊させ、耐荷力を確認する必要がある。ただし、実構造設計と同様に接合部全体の耐荷力が算定出来ないため、実作用相当以上の載荷が可能な試験体を設計し、少なくとも実作用相当で接合部の耐荷力が喪失されないことを確認出来るようにした。そのため、RC 床版は実構造設計におい

て、地震時の作用で降伏する設計であるため、補強鉄筋を配置し、試験で再現する設計荷重に対して降伏しない試験体諸元とした。なお、CFT柱については、実構造設計では地震時の作用でも降伏しない設計となっており、鋼材強度を低減した場合でも、同じ性能を満足出来たため、試験体製作においては、ジャッキ容量等の試験計画上、SM520材を用いることとした。なお、本試験体では、外ダイアフラムとPBLは溶接しない構造で計画した。

表-5.4.1 実構造での接合部断面力とアーム長算定結果

	CFT柱		RC床版	
	上側U	下側B	左側L	右側R
曲げモーメント M_d (kN・m)	3629	5380	4367	4642
せん断力 S_d (kN)	656	913	1372	680
軸力 N_d (kN)	-124	655	2216	1959
アーム長 L (mm) ($L=M_d/S_d$)	5534	5892	3184	6829

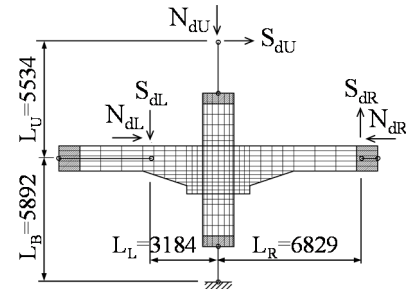


図-5.4.1 アーム長を考慮した荷重条件 (単位:mm)

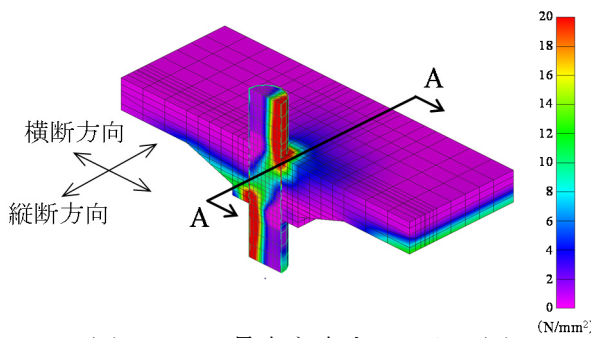


図-5.4.2 最大主応力コンター図

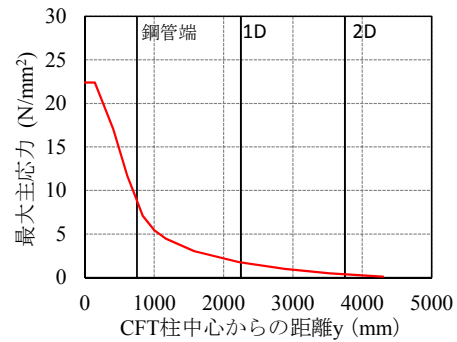


図-5.4.3 最大主応力分布 (A-A断面)

表-5.4.2 各試験体諸元

項目			試験体		
			実構造	JC-1	JC-2
CFT	鋼管	材質	SM570	SMS20B	SMS20B
		直径(mm)	1500	500	500
		板厚(mm)	40	13	13
	充填コンクリート	強度(N/mm²)	100	85.4	79.5
床版 縦梁	コンクリート	強度(N/mm²)	50	58.5	66.9
	床版主筋, ハンチ筋 ダイヤ補強鉄筋	種別	SD390	SD390	SD390
		呼び径	D51	D22	D22
	縦梁主筋, 床版配力筋	種別	SD345	SD345	SD345
		呼び径	D51	D22	D22
	せん断補強筋	種別	SD390	SD390	SD390
		呼び径	D19	D13	D13
囲み鉄筋	種別	SD390	SD390	SD390	
	呼び径	D22	D10	D10	
PBL	鋼板	材質	SM570	SMS20B	SMS20B
		板厚(mm)	40	13	13
		枚数	14	14	14
		貫通孔数 (鋼板1枚当り)	14	14	14
	貫通鉄筋	種別	SD490	SD490	SD490
	呼び径	D32	D10	D10	
上ダイアフラム	鋼管	材質	SM570	SMS20B	SMS20B
		直径(mm)	2200	770	770
		板厚(mm)	55	18	18
下ダイアフラム	鋼管	材質	SM570	SMS20B	SMS20B
		直径(mm)	2200	770	800
		板厚(mm)	55	18	18

表-5.4.3 各部材の材料試験結果

項目			試験体	
			JC-1	JC-2
CFT	鋼管	降伏強度(N/mm²)	385	
		弾性係数(kN/mm²)	201	
	充填コンクリート	圧縮強度(N/mm²)*	85.4	79.5
		弾性係数(kN/mm²)	34.3	33.9
床版 縦梁	コンクリート	圧縮強度(N/mm²)*	58.2	66.9
		弾性係数(kN/mm²)	31.9	34.5
	床版主筋, ハンチ筋 ダイヤ補強鉄筋	降伏強度(N/mm²)	465	
		弾性係数(kN/mm²)	192	
	縦梁主筋, 床版配力筋	降伏強度(N/mm²)	392	
		弾性係数(kN/mm²)	192	
	せん断補強筋	降伏強度(N/mm²)	435	
		弾性係数(kN/mm²)	196	
	囲み鉄筋	降伏強度(N/mm²)	429	
		弾性係数(kN/mm²)	188	
PBL	鋼板	降伏強度(N/mm²)	411	
		弾性係数(kN/mm²)	211	
	貫通鉄筋	降伏強度(N/mm²)	523	
		弾性係数(kN/mm²)	193	
ダイアフラム	降伏強度(N/mm²)	388		
	弾性係数(kN/mm²)	212		

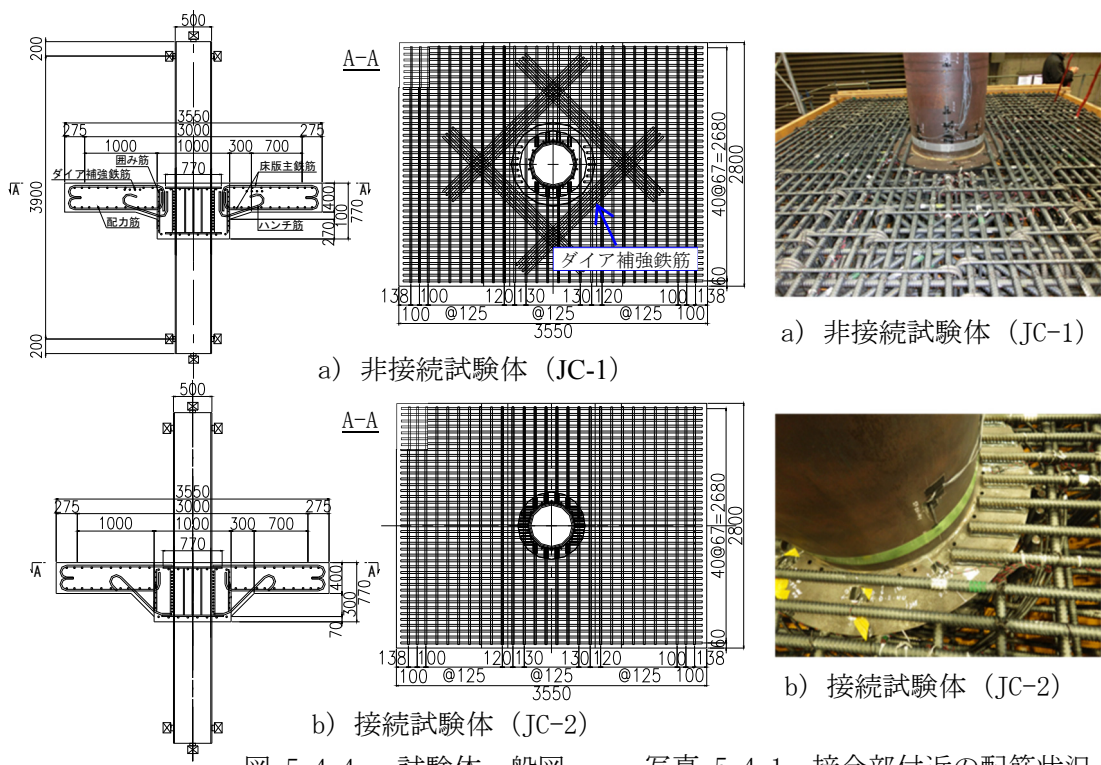


図-5.4.4 試験体一般図 写真-5.4.1 接合部付近の配筋状況

b) 床版鉄筋接続試験体 (JC-2)

床版鉄筋接続試験体 (以下, JC-2) は CFT 柱と RC 縦方向梁鉄筋, RC 床版鉄筋を接続させる構造である。【写真-5.4.1b)】設計思想は JC-1 と同様だが, RC 床版鉄筋を CFT 柱に接続させることから, ダイヤ補強鉄筋を配置しない構造としている。また, RC 床版のハンチ筋を CFT 柱に接続させるために下ダイヤフラムの位置に接続するハンチ形状とした。JC-2 の一般図を図-5.4.4b) に示す。

5.4.2 試験方法

載荷試験は, 実構造の接合部で想定する地震時のせん断・曲げモーメントが試験体の接合部に作用するよう RC 床版端部を鉛直に載荷することで計画した。なお, 載荷時に試験体を安定させるため, CFT 部材 (鋼管+充填コンクリート) の全塑性軸力の 10%を導入した後に RC 床版端部を載荷している。

載荷計画図を図-5.4.5 に示す。載荷試験は, 試験体が地面に対して垂直になるように設置し, 13 台のジャッキを個別に制御して加力した。CFT 柱は上部に設置した 2,000kN ジャッキを用いて初期軸力を導入し, 載荷は RC 床版端部の上下に 2 台ずつ設置した 2,000kN ジャッキを用い, RC 床版を加力することで, 接合部にせん断力および曲げモーメントを作用させた。なお, RC 床版の幅が大きいため, 幅全体に均等に荷重が伝達するよう H 形鋼を介して載荷している。CFT 柱の上下端には試験体が回転しないよう 3,000kN の水平ジャッキを用い, 水平変位が ±1.0mm となるようジャッキで制御した。全てのジャッキ先端にピン・スラ

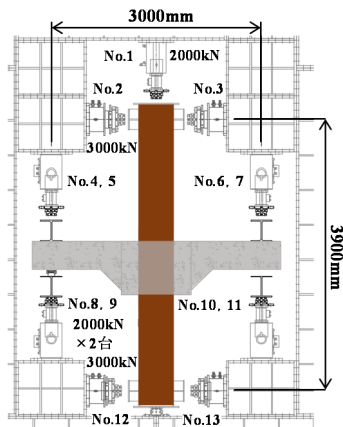


図-5.4.5 荷重計画図

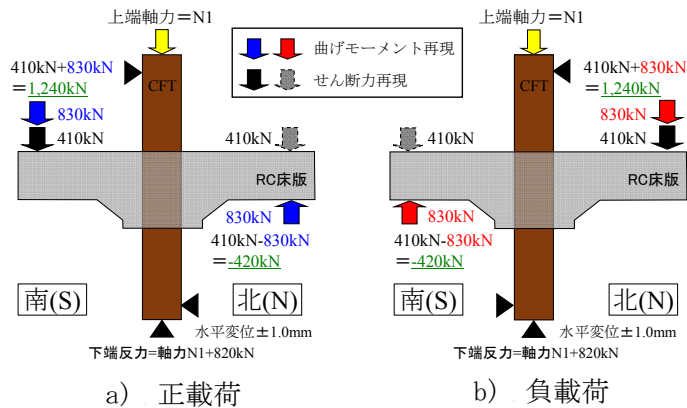


図-5.4.6 荷重ステップ図

イド支承を設置し、荷重位置および支点位置で回転・水平移動を拘束しないこととした。

荷重ステップ図を図-5.4.6 に示す。荷重ステップは以下の①～⑤で実施しており、地震時に想定される曲げモーメントおよびせん断力を再現した。

- ① 設計荷重 50%，② 設計荷重 100%，③ $1\delta_y$ ，④ $2\delta_y$ ，⑤ $4\delta_y$

設計荷重は、試験体が実構造物の 1/3 スケールであるため、実構造接合部に作用する断面力のうち、曲げモーメントは 1/27，せん断力，軸力は 1/9 で設定した。また、地震時の想定荷重であるため、正負交番の 3 回ずつ繰り返し漸増荷重とした。実構造の L2 地震時において、柱 1 本あたりが受け持つ荷重を設計荷重 100%とし、段階的に設計荷重 50%，100%と所定の荷重になるまで荷重した後、CFT 柱の鋼管が降伏ひずみに達したときの荷重点変位を $1\delta_y$ とし、以降は荷重点変位を整数倍して $4\delta_y$ まで荷重した。荷重を $4\delta_y$ で終了したのは、試験体の最大耐力を概ね確認出来たことと、試験体変位が増大したため、安全性を考慮したことによる。

なお、本試験では CFT 柱が先行降伏しており、降伏判定は鉄道構造物設計標準³⁾にある水平力作用方向に対し 45° 位置での鋼管の引張ひずみが降伏ひずみに達したときとした。

5.4.3 試験結果

(1) 損傷過程

各試験体の荷重荷重毎のひび割れ図を図-5.4.7 に示す。図に示す下面は、ひび割れの連続性が確認出来るよう縦方向梁側面、ハンチ部を含む展開図で示している。

試験体上面はいずれの試験体においても、設計荷重の 50%時点で RC 床版の概ね 45° 方向にひび割れが発生し、設計荷重の増加に伴い、ひび割れが広範囲に発生、進行した。その発生性状は、JC-1 の方がひび割れ本数の増加、進展が顕著であった。ひび割れは全般的に荷重除荷後に目立った開きは確認されなかったが、JC-1 においては、外ダイアフラム付近に生じた無筋領域で写真-5.4.2a)に示すような段差を伴うひび割れが発生した。これは接合部に曲げが作用したことで、床版鉄筋を CFT 柱に接続させず接合部内で折り曲げているため無筋領域が存在し、ここに曲げひび割れが生じたものと考えられる。この曲げひび割れは載

荷重 $1\delta_y$ 付近で発生し、以降、荷重増加に伴い、段差量が進行しており、 $4\delta_y$ 終了後に試験体を切断・観察したところ、写真-5.4.2b)に示すように外ダイアフラムおよびPBLに沿って、接合部内まで進展している状況が確認出来た。

試験体下面では図-5.4.7に示すとおり、各試験体とも $1\delta_y$ 以降で縦方向梁に斜めの振れひび割れが生じており、その発生はJC-2と比較してJC-1の方が顕著であった。これは、RC床版からの荷重により縦方向梁が振られたものと考えられ、JC-1では、RC床版からCFT柱へ直接の荷重伝達となされず、CFT柱と接続している縦方向梁により大きな振れが生じたものと推察される。また、 $1\delta_y$ から $2\delta_y$ で振れひび割れの増加が顕著となっており、これはRC床版に生じた段差を伴うひび割れに起因して縦方向梁を介する振れが顕著になったものと考えられる。

$4\delta_y$ 終了時の最終的な損傷状況としては、いずれの試験体においても、RC床版上面側のCFT柱鋼管の局部座屈が進行し、RC床版のひび割れは進行するものの、床版鉄筋の塑性化までは至らない結果となった。

(2) 荷重変位

JC-1とJC-2の載荷荷重と載荷点変位の関係を図-5.4.8に示す。図には実構造で想定する設計荷重および $1\delta_y$ 以降の載荷荷重を併記している。なお、載荷点変位は、南北の載荷位置での絶対変位を平均化し、正載荷時を正、負載荷時を負の符号で示している。いずれの試験体においても設計荷重100%までの載荷において接合部の損傷は見られず、概ね線形挙動を示しており、有意な違いは見られなかった。また、各試験体とも床版上側のCFT基部で先行降伏しており、 $1\delta_y$ 以後も荷重低下は生じず、紡錘型の履歴曲線を描いた。なお、各試験体とも後述するように床版鉄筋、縦方向梁鉄筋および開口補強筋の計測ひずみは、 $4\delta_y$ 時点においても降伏ひずみに達しておらず、いずれの試験体とも最大荷重はCFT柱の耐力で決まっていることからほぼ同じ荷重となり、また接合部の耐力はそれ以上であることを確認した。

JC-1とJC-2の載荷荷重と載荷点変位の関係を比較した場合、CFT柱降伏時の載荷荷重に有意な違いは見られなかった。ただし、JC-2の方が若干ながら $2\delta_y$ 以降のループが増大し、履歴吸収エネルギーが大きい結果となった。これは図-5.4.7で示したとおり、JC-1の方が床版に生じたひび割れが多かったことに加え、JC-2では床版鉄筋がCFT柱に接続され、鉄筋が抵抗したためと考えられる。

(3) 残留ずれ変位

各試験体の残留ずれ変位の結果を図-5.4.9に示す。残留ずれ変位は、各載荷ステップ後のCFT柱基部とRC床版との相対鉛直変位としている。なお、CFT柱が降伏した $1\delta_y$ 以降は鋼管の局部座屈の影響およびRC床版の段差を伴うひび割れの影響が大きく生じるため、図には設計荷重100%までのずれ変位を示した。図に示すとおり、載荷ステップの進捗に伴い、いずれの試験体においても残留ずれ変位は増加しており、増加の推移は、JC-2の方が若干

大きい結果となったが、その差は0.05mm程度と小さく、有意な違いはないものと考えられる。また、各载荷ステップの3サイクルの载荷においては増加はみられなかった。

各試験体の残留ずれ変位については、载荷ステップが設計荷重50%時で、0.02mm程度とほぼ無損傷であり、設計荷重100%時においても、最大でJC-1で0.05mm、JC-2では0.11mmであり、鉄道構造物設計標準³⁾に示されている復旧性の照査に用いる残留ずれ変位が急激に大きくなる0.1mm程度に対し、いずれの試験体においても、概ねその範囲に留まった。

(4) 床版・縦方向梁鉄筋のひずみ性状

载荷実験におけるひずみの計測位置図を図-5.4.10に示す。ここでは、CFT柱への床版鉄筋の接続の有無の影響を検証するため、床版鉄筋、縦方向梁鉄筋に着目する。

図-5.4.11にJC-1とJC-2のCFT柱中心位置での床版鉄筋の軸ひずみ(鉄筋上下のひずみの平均)の推移を示す。荷重の増加に伴い、JC-1と比べ、JC-2の上面の鉄筋ひずみが大きく進展することから、床版鉄筋からCFT柱へ直接荷重が伝達する機構との違いがみられる。

図-5.4.12には、JC-1とJC-2の床版主鉄筋(上面)の軸ひずみ分布を示す。図は正载荷のみとしているが、負载荷においても同様の傾向を示している。図に示すとおり、床版主鉄筋では明らかに鉄筋の接続の違いが表れ、JC-1ではCFT柱中心位置のひずみは小さく、CFT柱から離れるにしたがって、ひずみが大きくなるが、JC-2ではCFT柱に接続している中心位置でひずみが大きく、CFT柱から離れるにしたがって、ひずみが小さくなる結果となった。したがって、JC-2においては、CFT柱に接続している床版主鉄筋により応力伝達されている機構であるものと推察される。

JC-1とJC-2の縦方向梁鉄筋の軸ひずみの推移を図-5.4.13に示す。いずれも縦方向梁の上下の鉄筋で载荷の進捗に伴い引張ひずみが増加し、とくにJC-1は $1\delta_y$ 以降から、縦方向梁の下側鉄筋の引張ひずみが大きく増加している。これは図-5.4.7で示したとおり、JC-1の縦方向梁下面には $1\delta_y$ 以降で振りひび割れが顕著に生じており、床版の曲げが振れとなって縦方向梁に伝達され、縦方向梁鉄筋が振れ引張を受けるためと考えられる。

以上より、床版主鉄筋を非接続としているJC-1では、床版主鉄筋を接続しているJC-2と比べ、 $1\delta_y$ 以降の履歴吸収エネルギーが若干異なるものの、設計荷重100%までは、接合部の損傷は見られなかったことに加え、CFT柱の降伏位置および降伏荷重についても、JC-1とJC-2で概ね同様の結果となった。これは床版鉄筋をCFT柱に接続し、直接荷重を伝達する構造に対し、非接続とした場合、非接続の床版主鉄筋が負担する応力を縦方向梁の振れ挙動により間接的にCFT柱に荷重を伝達することで、結果、床版主鉄筋の接続の有無で耐荷性状に違いがみられなかったものと推察される。

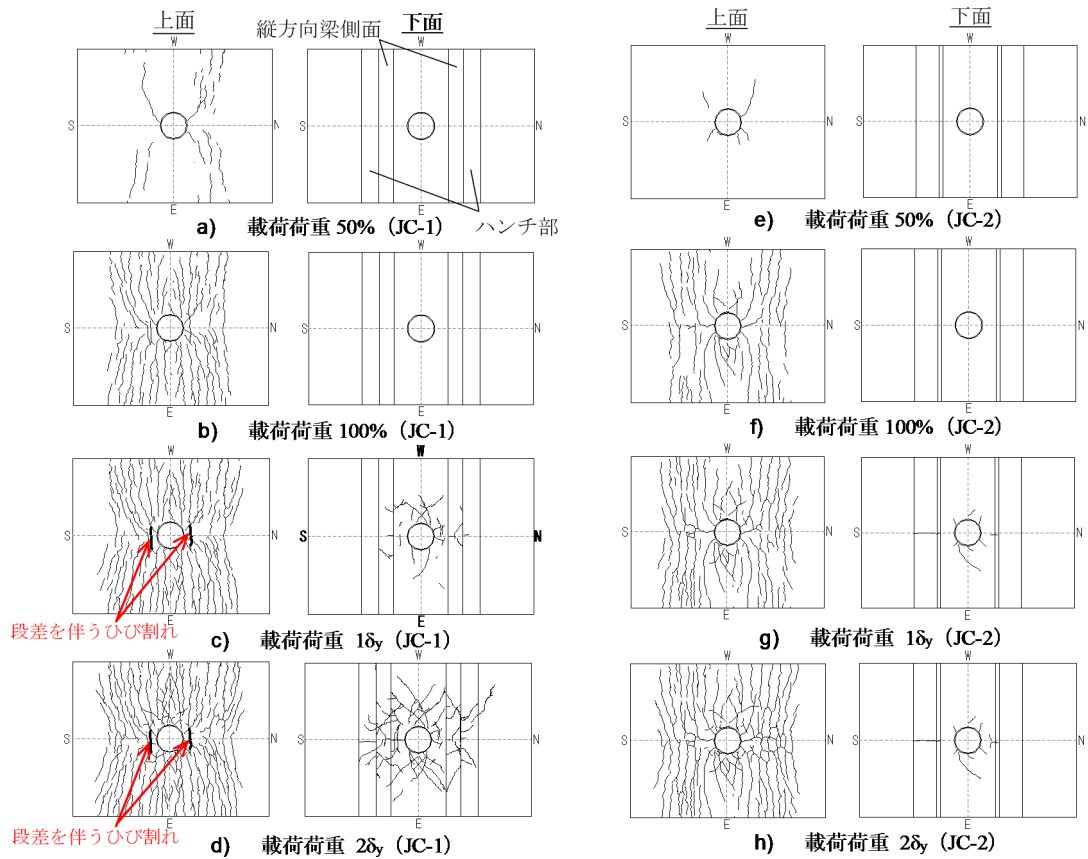


図-5.4.7 載荷荷重毎のひび割れ図

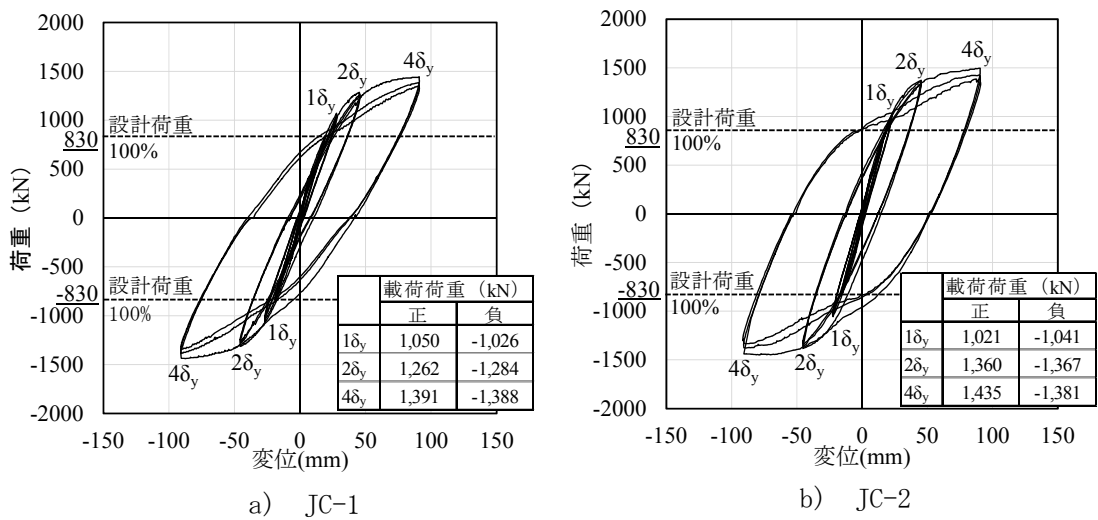
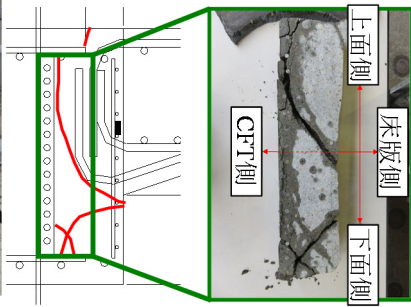


図-5.4.8 載荷荷重-載荷点変位の関係



a) 平面位置



b) 断面位置

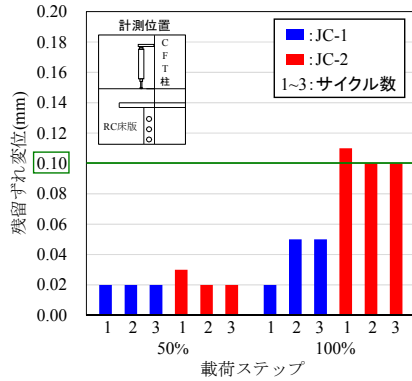
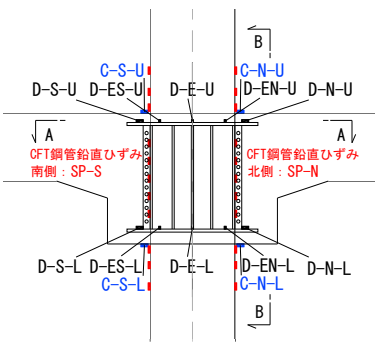
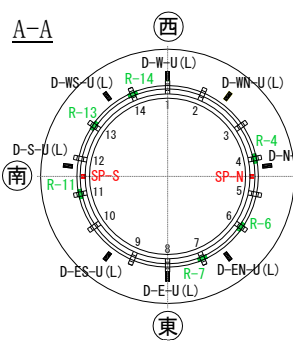


図-5.4.9 残留ずれ変位の推移

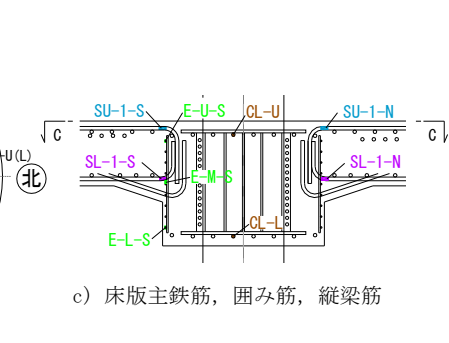
写真-5.4.2 段差を伴うひび割れ (JC-1) (最大変位時)



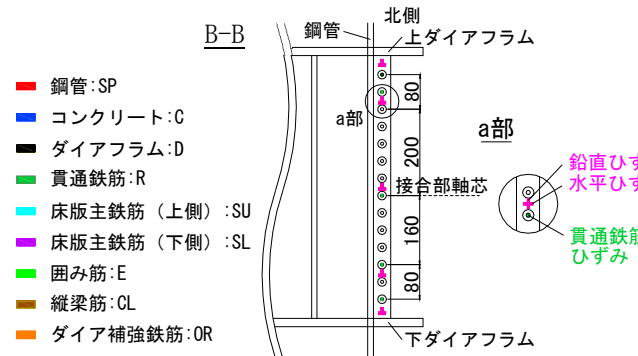
a) 鋼管, コンクリート, ダイアフラム



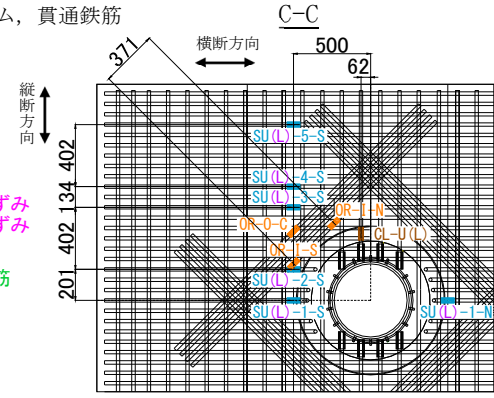
b) 鋼管, ダイアフラム, 貫通鉄筋



c) 床版主鉄筋, 囲み筋, 縦梁筋



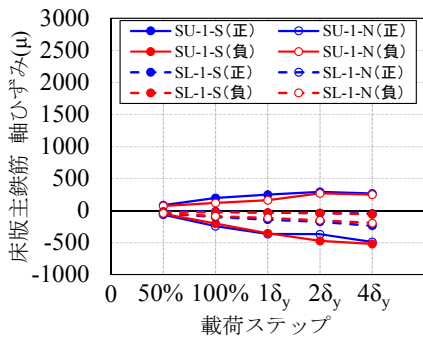
d) PBL



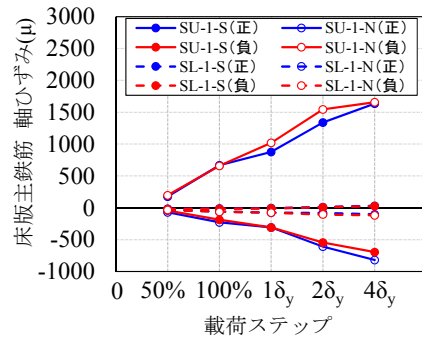
e) 床版主鉄筋, 縦梁筋, ダイア補強鉄筋

図-5.4.10 ひずみ計測位置 (JC-1)

単位: mm



a) JC-1



b) JC-2

図-5.4.11 床版主鉄筋 (CFT 柱中心位置) の軸ひずみ推移

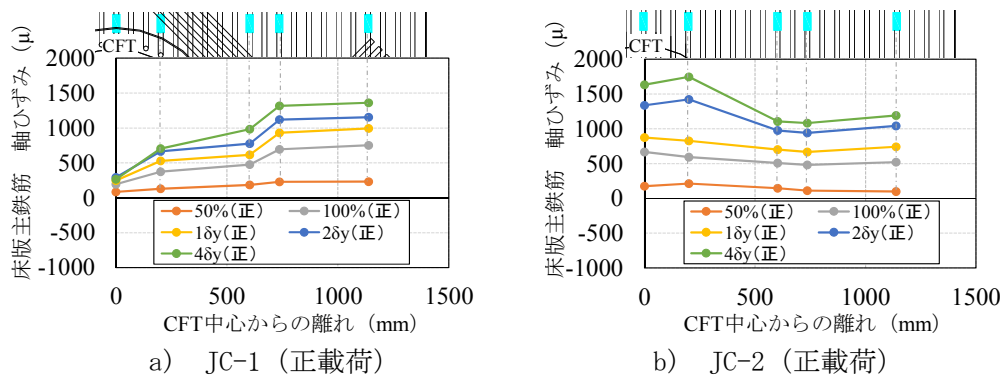


図-5.4.12 床版主鉄筋の軸ひずみ分布

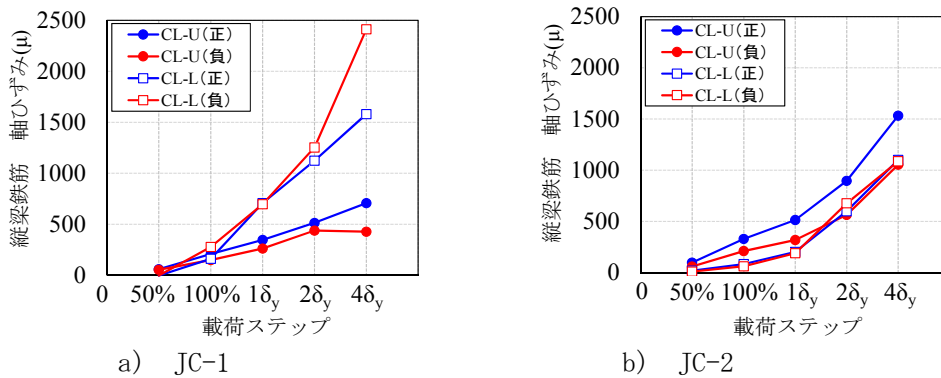


図-5.4.13 縦方向梁鉄筋軸ひずみ推移

5. 5 接合部荷重伝達要素の機能検証と荷重分担率

ここでは 5.2 で述べた CFT 柱と床版鉄筋を非接続とした接合部の荷重伝達機構を 5.4 の載荷試験結果 (JC-1) より検証する. また, 5.2 で仮定した各構造要素の荷重伝達機構について, 載荷試験の計測値を用いて各荷重分担を算出する. 具体的には試験体 JC-1 を対象に, CFT 柱側面の支圧力および摩擦力, PBL のせん断力, 外ダイアフラムの支圧力による荷重分担について, 各要素の計測ひずみと 5.3 で実施した PBL 要素の試験結果を用いて推定した.

5.5.1 機能検証

(1) CFT 柱側面

荷重倍率 100% 時の CFT 柱の南側, 北側側面で計測した鉛直ひずみ分布を図-5.5.1 に示す. 図の高さ位置の 0 は RC 床版の中心位置とした. 図に示すとおり, 床版上面および下面の CFT 柱の基部において, ひずみが増大している. また, 床版上面と下面の概ね中心位置でひずみが反転しており, 接合部内で引張領域と圧縮領域が生じている. このことから図-5.5.2 に示すような CFT 柱の変形が生じていたものと考えられ, これは, RC 床版から CFT 柱側面への圧縮力によるものと推察される.

鋼管基部付近のコンクリートひずみの推移を図-5.5.3 に示す. なお, 北下側のひずみは,

途中、ゲージの故障で計測出来ていない。図に示すとおり、正載荷で北上側および南下側の圧縮ひずみが卓越しており、負載荷では南上側の圧縮ひずみが卓越する結果となった。さらに、図-5.5.1で示した鋼管の圧縮ひずみが卓越する位置と一致しており、図-5.2.4で仮定したCFT柱側面の支圧抵抗が作用しているものと考えられ、側面に作用する支圧力によりCFT柱とRC床版の界面においては、表-5.2.1で仮定したような摩擦抵抗も生じていたと考えられる。また、 $1\delta_y$ 付近では $2400\sim 3000\mu$ と大きな値を示すことから、CFT柱側面支圧による荷重伝達機構は大きいものと推測される。 $1\delta_y$ 以降では急激にひずみが低下しているが、これは載荷荷重の増加に伴い、CFT柱前面のコンクリートが局所的（ゲージ設置範囲外）に損傷しており、その影響と考えられる。

正載荷における南上側、負載荷の北上側および南下側は図-5.2.4の仮定に基づくひずみは0となるが、計測ひずみは 600μ 程度の圧縮ひずみが生じており、CFT柱の曲げ変形により引張側であってもCFT柱とコンクリートの界面で接触があったためと推察される。

(2) PBL

PBLの貫通鉄筋鉛直曲げひずみ（鉄筋上下のひずみ差の1/2）の鉛直分布を図-5.5.4に示す。曲げひずみは下面が引張側となる曲げ方向を負値としている。同図では、最外縁のR-11（図-5.4.10）のみを示したが、他箇所のPBLにおいても、計測ひずみの最大値、分布性状は同程度であった。図に示すとおり、計測ひずみは最大でも 300μ 程度であり、大きな曲げひずみが生じていない結果となった。しかしながら、載荷荷重の増加に伴い、曲げひずみも進展しており、同じPBLで正負載荷で曲げひずみの正負が反転し、ある程度の対称性が見られることから、曲げ載荷に応じて挙動していることがわかる。なお、 $4\delta_y$ の曲げひずみが減少している箇所があるが、これは $4\delta_y$ 時において、RC床版に生じたひび割れが多く、その影響と考えられる。高さ方向の鉛直分布については、鉄道構造物設計標準³⁾では一般的に均等分布として貫通孔数分のずれせん断耐力を算出するが、載荷試験で計測した分布は複雑で、載荷の進捗により上下方でひずみ向きが反転しており、これは、図-5.5.2のようにCFT柱が変形しており、上下で局部的にCFT柱の伸縮の程度に違いが生じるためと考えられる。なお、PBLの計測ひずみは全般的に大きくないことから、鉛直方向の作用に対し、PBLの荷重分担は限定的となるものと考えられる。

各PBL位置での貫通鉄筋の鉛直方向の曲げひずみの水平分布を図-5.5.5に示す。図には真東を起点とした角度で計測位置を示した。ここでも載荷荷重の増加に伴い、ひずみが増加することに加え、負の角度側（南側）と正の角度側（北側）のひずみの挙動が正負載荷で反転する傾向が見られることから、曲げ載荷に対して挙動していると考えられ、PBL鉛直方向の荷重伝達が確認出来る。

図-5.5.6には、PBL鋼板の鉛直ひずみと水平ひずみを示す。図に示すとおり、全ての位置において鉛直ひずみに比べ、水平ひずみが大きく、接合部内に作用する力の方向は水平方向に卓越していることが伺える。

(3) 外ダイアフラム

外ダイアフラムの内, 上ダイアフラムの円周方向のひずみ分布を図-5.5.7に示す. なお, 図には真東を起点とした角度で計測位置を示しており, ダイアフラム上側のひずみを示している. 図の a), b)に示すとおり, 上ダイアフラムにおいては, 荷重ステップの進行に伴い, ひずみが増加している. また, 鉛直下向きの荷重となる正荷重での南側, 負荷重での北側の外ダイアフラムにおいては, 引張ひずみが生じ, その逆となる鉛直上向きの荷重側では圧縮ひずみが生じている. これはRC床版の変形に対し, 外ダイアフラムが抵抗しているものと考えられ, 図-5.2.4で仮定しているような外ダイアフラム周囲のコンクリートの支圧抵抗によるものと推察される. また, ダイアフラムのひずみは, 図-5.2.4に示す45°範囲で大きく生じる結果となっており, 外ダイアフラムの支圧抵抗が働く領域は, CFT柱から45°範囲であると考えられる.

(4) 囲み鉄筋

囲み鉄筋の南側の軸ひずみの推移を図-5.5.8に示す. なお, 北側の軸ひずみについても同様の傾向となっている. 図に示すとおり, 囲み鉄筋には引張ひずみが生じており, これはCFT柱側面からの支圧と囲み鉄筋内側に定着した床版主鉄筋の引張力によるものと考えられる. また, 囲み鉄筋の上方は, 床版コンクリートで拘束されるが, 中下方においては床版のハンチ部となるため, 外側が自由面であることに起因し, 中下方のひずみ値は大きく, より大きな拘束効果を発揮している結果となった.

以上より, 表-5.2.1で仮定したとおり, 囲み鉄筋は内側に定着した床版主鉄筋を拘束し, CFT柱とRC床版の一体性を向上させる機能を有しているものと考えられる.

(5) ダイア補強鉄筋

ダイア補強鉄筋の軸ひずみの推移を図-5.5.9に示す. 荷重の増加に伴い引張ひずみが顕著に進展しており, 図-5.4.7に示すRC床版の45°方向のひび割れに対して, 引張材として抵抗しているものと考えられ, 縦方向梁のねじれひび割れ(図-5.4.7)や鉄筋ひずみ(図-5.4.13)の挙動を合わせると, 表-5.2.1で仮定したとおり, CFT柱と非接続の床版鉄筋応力をダイア補強鉄筋を介して, 縦方向梁に伝達していることが推察される.

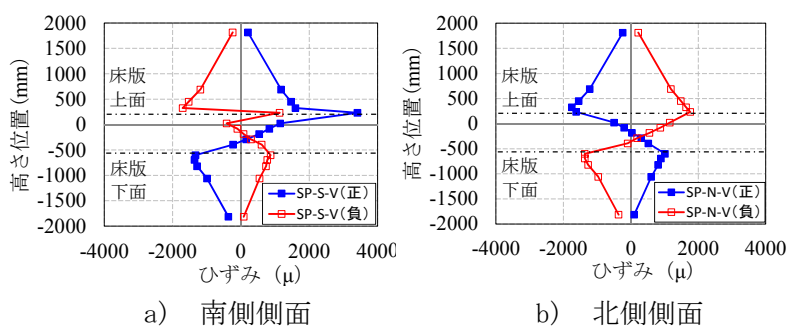


図-5.5.1 CFT 鋼管の鉛直歪分布 (100%時)

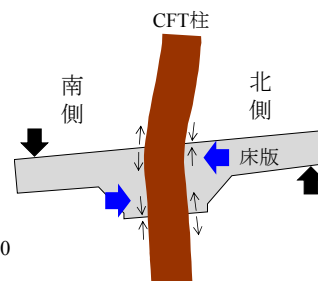


図-5.5.2 CFT 柱の推定変形モード(正荷重)

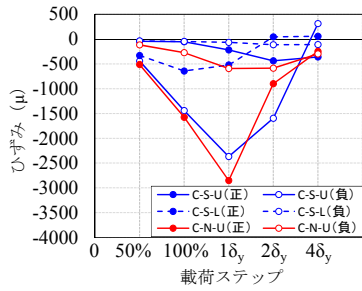
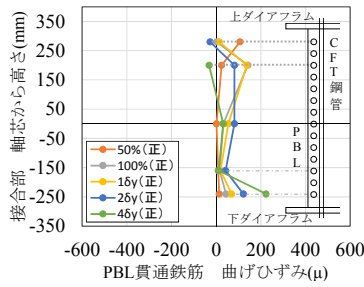
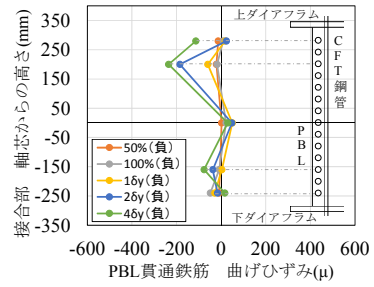


図-5.5.3 コンクリート歪推移

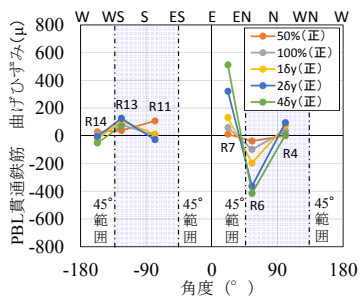


a) JC-1_R-11 (正載荷)

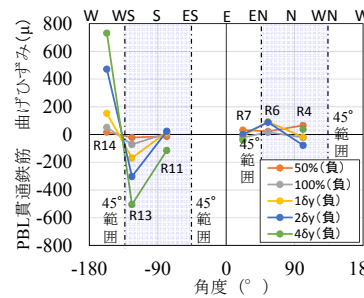


b) JC-1_R-11 (負載荷)

図-5.5.4 PBL 貫通鉄筋の曲げ歪鉛直分布

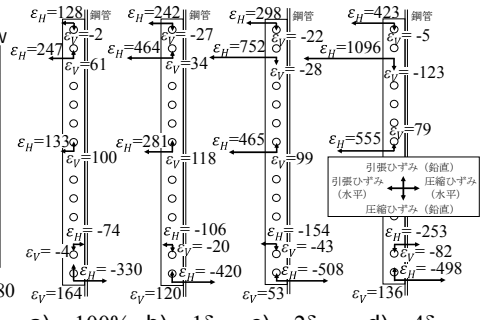


a) 正載荷 (H=-240mm)



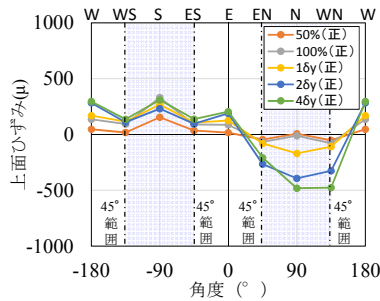
b) 負載荷 (H=-240mm)

図-5.5.5 PBL 貫通鉄筋の曲げ歪水平分布

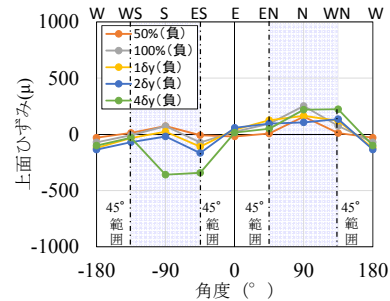


a) 100% b) 16y c) 26y d) 46y

図-5.5.6 PBL 鋼板の歪分布 (R-11) (正載荷)



a) 上ダイアフラム (正)



b) 上ダイアフラム (負)

図-5.5.7 ダイアフラムのひずみ分布

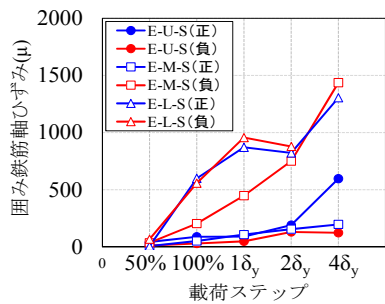


図-5.5.8 囲み筋歪推移 (JC-1)

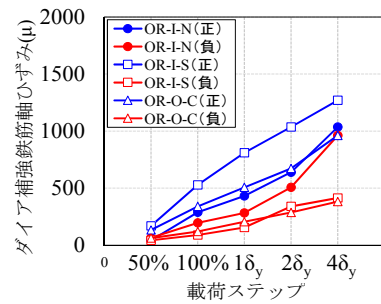


図-5.5.9 ダイアフラム歪推移 (JC-1)

5.5.2 荷重分担率

ここでは、5.2で仮定した各構造要素の荷重伝達機構について、載荷試験の計測値を用いて各荷重分担を算出する。具体的には試験体 JC-1 を対象に、CFT 柱側面の支圧力および摩擦力、PBL のせん断力、外ダイアフラムの支圧力による荷重分担について、各要素の計測ひずみと別途実施した要素試験結果を用いて推定した。なお、CFT 柱側面等の鋼とコンクリートの付着の影響は無視した。

(1) CFT 柱側面支圧および摩擦による荷重算定

CFT 柱側面支圧については過去の研究⁴⁾により、CFT 柱軸方向に三角形分布、周方向は $|\cos \theta|$ 分布 (θ : 載荷方向からの角度) と仮定して算出する (図-5.5.10)。支圧力および摩擦力は CFT 側面のみとし、PBL に作用する支圧 (図-5.5.10 中の緑色矢印) は、縦梁の中であり些少と考え無視した。ここでは、北側上方の鋼管側面の支圧分布に着目する。

載荷方向 ($\theta=0^\circ$) の鋼管側面近傍のコンクリート上面の圧縮ひずみを ε'_{cNU} とすると、載荷方向から θ にある微小区間 $d\theta$ における CFT 側面の支圧分布による曲げモーメント $dM_{cc}(\theta)$ は、式(1)により算出される。

$$dM_{cc}(\theta) = \frac{E_c \cdot D \cdot L^2}{24} \cdot \varepsilon'_{cNU} \cos \theta \cdot d\theta \quad (1)$$

ここに、 E_c : コンクリート弾性係数, D : 鋼管外径(500mm), L : 接合部内の CFT 埋込長(770mm)
また、CFT 側面の摩擦による曲げモーメント $dM_{cT}(\theta)$ は、式(2)により算出される。

$$dM_{cT}(\theta) = \frac{\mu \cdot E_c \cdot D^2 \cdot L}{16} \cdot \varepsilon'_{cNU} \cos \theta \cdot d\theta \quad (2)$$

ここに、 μ : 鋼管とコンクリートの摩擦係数 (= $\tan 20^\circ$)⁴⁾

以上より、CFT 側面の支圧および摩擦による曲げモーメント M_c は、式(3)により算出される。なお、それぞれの正方向は、図-5.5.10 の矢印の方向である。

$$M_c = \int_{-\frac{\pi}{2}}^{\frac{\pi}{2}} (dM_{cc}(\theta) + dM_{cT}(\theta)) = \left(\frac{E_c \cdot D \cdot L^2}{12} + \frac{\mu \cdot E_c \cdot D^2 \cdot L}{8} \right) \cdot \varepsilon'_{cNU} \quad (3)$$

これらの式の ε'_{cNU} に載荷試験におけるコンクリート上面北側の計測ひずみを代入することで、北側上方の鋼管側面の支圧分布による荷重が算出でき、同様に、北側下面、南側上下面のコンクリートの計測ひずみ ε'_{cNL} , ε'_{cSU} , ε'_{cSL} を代入して M_c を算出し、これらを合計することで CFT 側面支圧および摩擦力による荷重が算出する。

(2) PBL せん断力による荷重算定

a) 鉛直方向

PBL の鉛直方向せん断力については、接合部の載荷試験における計測値のみでは推定することは困難である。そこで、5.3 で実施した PBL 要素の試験結果から、貫通鉄筋の曲げひずみと 1 孔あたりのせん断力の関係を定式化する。

5.4の接合部実験で用いたPBLと同仕様であるPBL-3(3体全て)の1孔あたりのせん断力と曲げひずみの関係を図-5.5.11に示す。1孔あたりのせん断力は鉛直載荷荷重をPBLの孔数で除して算出した。図は、5.4の接合部試験において、貫通鉄筋で計測したひずみ(PBL孔位置)レベルまでで示している。また、貫通鉄筋の曲げひずみは下面が引張側となる曲げ方向を負値としている。貫通鉄筋の曲げひずみが 800μ までは1孔あたりのせん断力とほぼ線形の関係にあり、図には、1孔あたりのせん断力と曲げひずみの近似式(4)も示した。

$$P_v = -0.0379\varepsilon_v \quad (4)$$

ここに、 P_v : 1孔あたりのせん断力(kN)(下方向を正)、 ε_v : 貫通鉄筋の曲げひずみ(μ)

次に、式(4)を適用し、接合部試験体の貫通鉄筋の計測ひずみから、PBLの鉛直方向せん断力を推定する。周方向位置 n のPBLの孔位置 i の1孔あたりのせん断力を $P_v(n, i)$ とすると、PBL1枚あたりのせん断力 $P_v(n)$ は、孔数が14であるので、各孔のせん断力の総和として式(5)で算出される。

$$P_v(n) = \sum_{i=1}^{14} P_v(n, i) \quad (5)$$

PBLの鉛直方向せん断力により受け持たれる曲げ M_{pv} は図-5.2.4に示すように載荷方向の 45° 範囲($n=3\sim 6, 10\sim 13$)にあるPBLを有効と考えると、式(6)により算定される。

$$Mp_v = \sum_{n=3}^6 [P_v(n) - P_v(n+7)] \cdot D/2 \cdot \cos \theta(n) \quad (6)$$

ここに、 D : CFT柱径(mm)、 θ : CFT柱中心位置からの角度

このように、接合部載荷試験における貫通鉄筋の計測ひずみを用いて、式(5)～式(6)により曲げモーメント M_{pv} を算出した。なお、ひずみゲージを貼り付けていない貫通鉄筋については、ひずみゲージのある上下の位置の鉄筋の値を用いて線形補間した。また、すべての貫通鉄筋にひずみゲージを貼り付けていないPBLは、対称性を考慮し、周方向位置 $n=4$ と 5 、 $n=3$ と 6 等は同じひずみとした。

b) 水平方向

接合部載荷試験では、水平方向は貫通鉄筋のひずみを計測していないため、式(7)のとおりPBLの鋼板に貼り付けたひずみゲージの鉛直ひずみと水平ひずみの比率およびa)の鉛直方向せん断力から算出する(図-5.5.12)。また、PBL内でゲージを設置していない箇所および鋼板すべてにゲージのないPBLの扱いはa)と同様とした。

上記に基づき、周方向位置 n のPBLの孔位置 i の1孔あたりの水平方向のせん断力 $P_h(n, i)$ は式(7)のように算出する。ここでは、鋼管から離れる方向のみを対象とする。鋼管に向かう方向は(1)のCFT側面の支圧に含まれるものとする。また、水平方向せん断力による曲げ(M_{ph})はa)の鉛直方向せん断力と同様に図-5.2.4に示す 45° 範囲を有効と考え、式(8)により算定した。

$$P_h(n, i) = |P_v(n, i)| \cdot \frac{\varepsilon_h(n, i)}{|\varepsilon_v(n, i)|} \quad (7)$$

$$Mp_h = \sum_{i=1}^{14} \{ \sum_{n=3}^6 [P_h(n, i) - P_h(n+7, i)] \cos \theta(n, i) \} h(i) \quad (8)$$

ここに、 $\varepsilon_h(n, i)$: PBL鋼板の水平方向ひずみ、 $\varepsilon_v(n, i)$: PBL鋼板の鉛直方向のひずみ

$h(i)$:PBL 高さ中心から該当する孔までの距離

(3) 外ダイアフラム鉛直支圧力による荷重算定

外ダイアフラムに作用する鉛直支圧力については、図-5.5.13 に示すように、ダイアフラムに張り付けたゲージより算出する。

ここで鉛直支圧力の分布形状については、半径方向に一葉な分布にならないことが想定されるため、別途 FEM を実施し、支圧分布形状を推定した。FE モデルは外ダイアフラムの部分を取り出した要素モデルとし、外ダイアフラム部分の鋼材とこれに接するコンクリートによる2次元の平面要素で構成し、各部材要素の拘束条件は図-5.5.14 に示すとおり設定した。荷重は強制変位として鉛直下向きに作用させた。なお、ダイアフラム形状は試験体と同寸法としている。また、ダイアフラムは弾性要素として、ヤング係数を材料試験結果より $E_s=201\text{kN/mm}^2$ で設定した。コンクリートの圧縮特性はバイリニアの非線形特性とし、材料試験結果より、 $E_c=31.9\text{kN/mm}^2$ 、 $f'_{ck}=58.2\text{N/mm}^2$ で設定した。

直応力図を図-5.5.15 に示す。図より直応力はダイアフラムの支点に近い位置で集中して生じている。ダイアフラム上面とコンクリート下面の接触面に設けたギャップ要素の接触力から算出される支圧力分布を図-5.5.16 に示す。図に示すとおり、ダイアフラムの支点では支圧応力が頭打ちとなっており、コンクリートの支圧強度に達している。また、この鉛直支圧力の分布形状は7次曲線とよい相関関係を示していることから、7次曲線で支圧分布を仮定することとした。これらを踏まえ、外ダイアフラムの分担荷重算定については、図-5.5.17 に示すとおり、仮定した支圧応力の分布形状に加え、支点付近は床版コンクリートの圧縮強度を上限とした式(9)により求める。ただし、圧縮強度が上限となる領域 β が不明であるため、図-5.5.18 に示す算定フローにより式(9)を決定する。

$$\sigma_v(x) = \frac{f'_c}{1357} (135 + \beta - x)^7 \quad (9)$$

具体的な荷重の算定については、図-5.5.13 に示すように、載荷方向から θ における微小区間 $d\theta$ に着目し、図-5.5.18 のフローに基づき、 $A(\theta)$ (鉛直支圧力) と $X(\theta)$ (CFT 軸中心からの鉛直支圧力の重心位置) を求め、これらから、図-5.2.4 の 45° 方向の範囲を積分して曲げの分担荷重を算出する。ダイアフラムの鉛直支圧力により受け持たれる曲げ (M_d) は式(10)による。ただし、ゲージ間を10分割で線形補完して式(10)を離散化した。これらを上下のダイアフラムでそれぞれ算出し合計した。

$$M_d = \int_{-\pi/4}^{\pi/4} \left(\frac{D}{2} + X(\theta) \right) A(\theta) \cdot \cos \theta \cdot d\theta + \int_{3\pi/4}^{5\pi/4} \left(\frac{D}{2} + X(\theta) \right) A(\theta) \cdot \cos \theta \cdot d\theta \quad (10)$$

ここに、 $A(\theta)$: θ における外ダイアフラムの鉛直支圧力の合力 (鉛直支圧力)

$X(\theta)$: 外ダイアフラムの鉛直支圧力分布の CFT 鋼管表面からの半径方向の重心位置

(4) 各構造要素の荷重分担

(1)～(3)で算定した接合部構造要素毎の荷重と載荷荷重との比率（荷重分担率）を図-5.5.19に示す。また、(1)～(3)の荷重分担の合計を100%として各構造要素の分担割合を百分率にした結果を図-5.5.20に示す。なお、 $2\sim 4\delta_y$ については、試験体の変形量および損傷が著しく、計測データ（特に、コンクリートひずみデータ）の信憑性の観点から、検証対象から除外した。また、設計荷重50%時点で、分担荷重の合計が載荷荷重の40%程度と小さいが、これは載荷荷重が小さく、試験体の変形量も小さい領域であるため、CFT柱側面等での鋼とコンクリートの付着の影響が大きかったものと考えられる。

図に示すとおり、正載荷、負載荷のいずれにおいてもPBLの鉛直方向および水平方向の荷重分担は、数%程度と殆ど荷重を分担していない結果となった。これは上下ダイアフラムに拘束されたコンクリートブロック内にPBLが配置されていたため、PBLとコンクリートブロックの相対ずれ変位が生じなかったものと推察される。したがって、本接合構造におけるPBLは荷重伝達機構として累加されるものとは考えにくい。ただし、上下ダイアフラムが損傷し、耐荷機構としての機能が喪失された場合、二次的にPBLが伝達機構として機能するものと考えられること、また、PBLの存在は実験における各種測定結果の前提となっていることなどから、接合構造に冗長性、頑健性を持たせるための重要な構造部材であると考えている。

外ダイアフラムの荷重分担については、載荷荷重に伴い、荷重分担は増加傾向にあり、図-5.5.20では最大で40%程度となる結果になった。したがって、床版からの荷重による外ダイアフラムの面外変形に対し、鉛直支圧力が抵抗要素と寄与していることがわかる。

また、外ダイアフラムはCFT柱により3次元な拘束を受けており、これらの影響を踏まえた鉛直支圧力の分布については今後の課題と考える。

CFT柱側面部の支圧+摩擦については、載荷ステップ100%以降で載荷荷重の約半分程度を占める結果となり、接合部に作用する曲げに対し、CFT柱の埋め込み部の支圧での抵抗とこれによる摩擦が支配的であることがわかる。なお、荷重ステップに伴い、荷重分担量が低下する傾向となっているが、荷重が増加したことでコンクリートに生じたひび割れおよび局所的な圧縮破壊が要因と考えている。なお、本載荷試験においては、接合部の破壊が確認出来ていないため、上述した分担荷重の推移は、接合部が破壊に至るまでの耐荷機構の推移ではないことに注意を要する。

CFT柱側面の支圧+摩擦が最も抵抗要素として大きいものと考えられ、外ダイアフラムの鉛直支圧力も抵抗要素として寄与することがわかった。また、載荷ステップ100%から $1\delta_y$ において、荷重分担割合が概ね収束していることが確認出来た。したがって、本載荷試験で対象とした接合部およびCFT部材の構造および諸元が同程度であれば、少なくとも接合構造の構成要素が塑性化する荷重レベルまでは、上記の荷重分担割合をもとに各構造要素の作用力を求めることが可能になると考えられる。

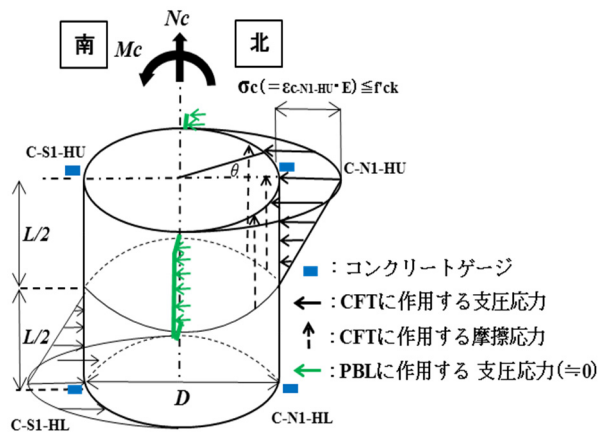


図-5.5.10 CFT柱側面の支圧モデル

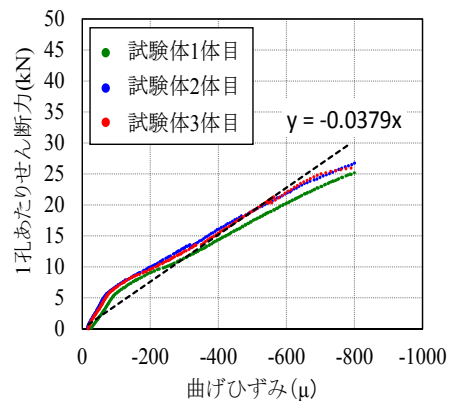


図-5.5.11 PBL-3 載荷荷重—曲げ歪の相関

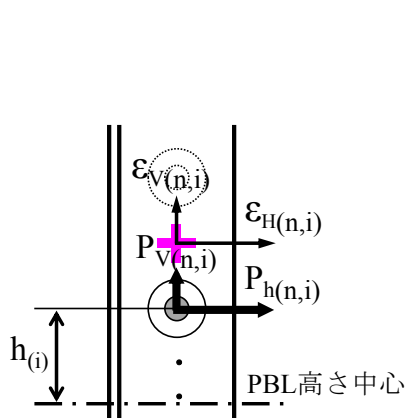


図-5.5.12 貫通鉄筋水平荷重の仮定

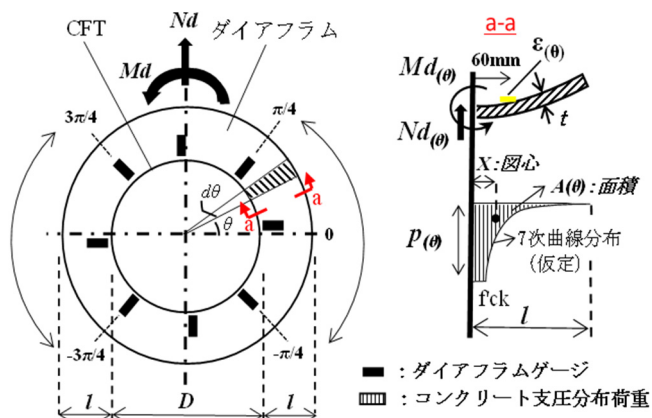


図-5.5.13 外ダイアフラムの支圧モデル

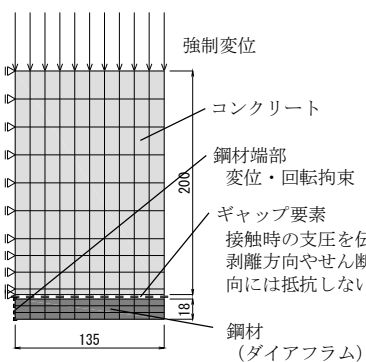


図-5.5.14 解析モデル

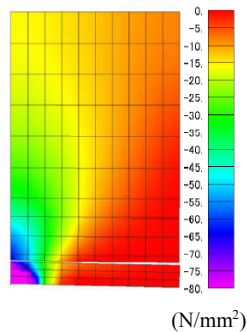


図-5.5.15 直応力図

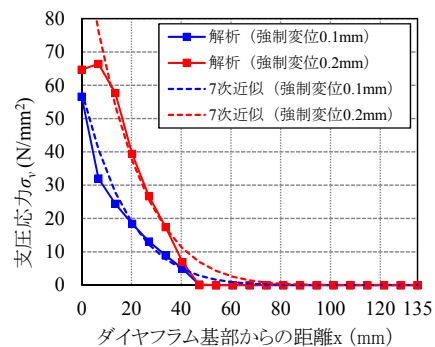


図-5.5.16 外ダイアフラムの鉛直支圧分布

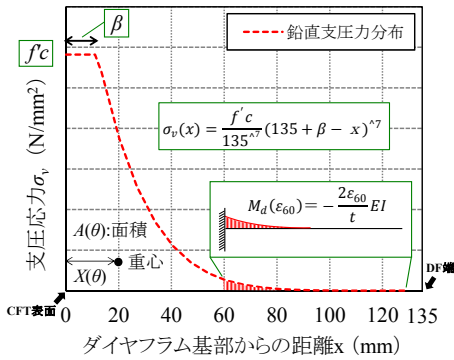


図-5.5.17 鉛直支圧力分布の仮定

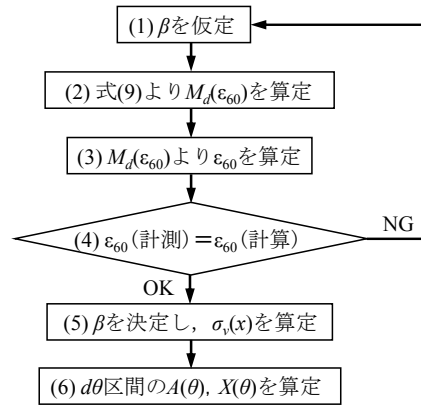


図-5.5.18 鉛直支圧力と重心位置の算定フロー

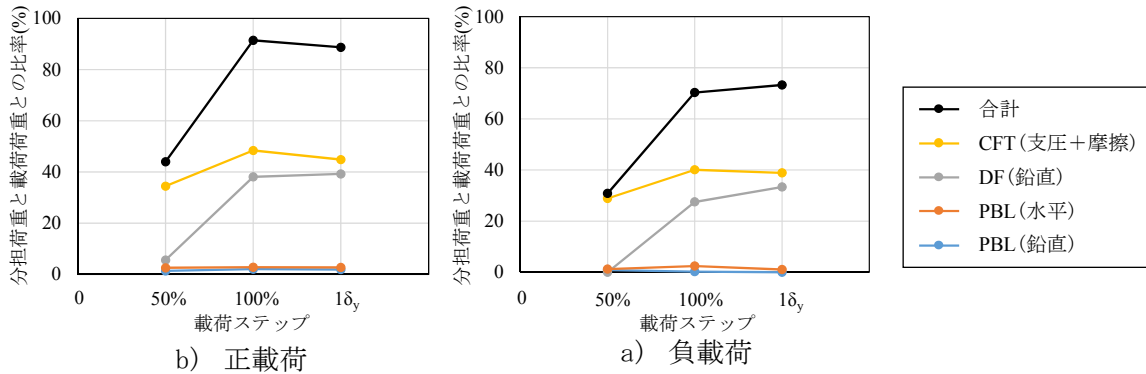


図-5.5.19 接合部荷重伝達要素の曲げに対する各荷重分担率 (載荷曲げモーメント: 100%)

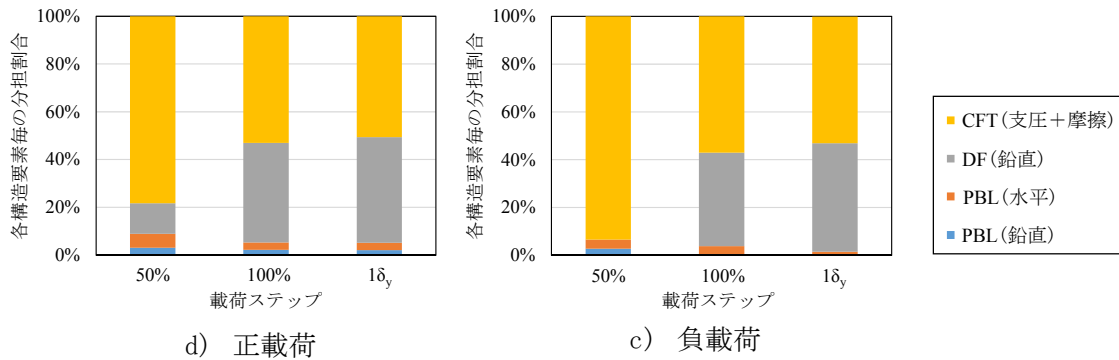


図-5.5.20 接合部荷重伝達要素の曲げに対する各荷重分担率 (荷重伝達要素の合計: 100%)

5.6 3次元非線形 FEM を用いた接合部耐荷性能の評価法の検証

異種部材の接合部については、部材間で断面力を相互に伝達する構造とするため、一般的には剛結合とする必要がある。これには接合部が所定の耐荷性能を有している必要がある。

接合部の耐荷性能とは、接合部が接続する部材より先行して破壊しないこと、および部材の変形性能を十分発揮させるため、接合部は部材から持ち込まれる荷重に対して、損傷をある程度（一般には接合部の変形が急激に進展する手前）に抑制する必要がある。

そこで接合部の耐荷性能を解析的に評価するために、5.4の接合部モデル載荷実験でCFT柱と床版鉄筋を非接続としたJC-1の試験体について、3次元非線形FEモデルを構築し、実験結果との整合性を検証することで、解析モデルの妥当性および土木学会示方書の評価手法の適用性を検証する。検証項目は、5.4の損傷状況、荷重変形関係、床版鉄筋の応力分布、5.5で機能検証した荷重伝達要素の挙動および荷重分担率とする。また、土木学会示方書の損傷指標であるコンクリートおよび鉄筋、鋼材のひずみに加え、接合部の耐荷性能を評価するための指標を提案し、解析結果と試験結果を対応させることで、これら提案した指標での評価手法について検証する。

5.6.1 3次元非線形FEモデル

(1) FEモデル

5.4のJC-1試験体のRC床版およびCFT柱についてはソリッド要素を用いる。接合部のPBLおよび外ダイアフラムは非線形シェル要素でモデル化した。ただし、PBLの面外方向の荷重伝達は考慮していない。CFT柱の外ダイアフラムに接続される、縦梁軸方向鉄筋の接続部およびPBLずれ止めのせん断伝達は非線形バネ要素でモデル化した。図-5.6.1にモデルの要素分割図を示す。床版コンクリートと外ダイアフラムの接触面には、接触方向のみ荷重伝達し、剥離およびせん断方向は荷重伝達しない境界要素を設けており、床版コンクリートとCFT鋼管の接触面については、剥離方向には荷重伝達せず、摩擦係数0.5としたせん断方向の荷重を伝達する境界要素を設けている。ここで摩擦係数0.5は、土木学会示方書¹⁾において、鋼板とコンクリートの摩擦係数として「小型の試験体による試験結果として、0.28～0.60といった値が報告されている」との記載に基づき、摩擦係数の平均的な値として設定した。

外ダイアフラムおよびPBL鋼板の接触面は、試験体と同様に接合していない。また、PBL鋼板は床版コンクリートとの付着・摩擦は考慮せず、面外方向についても荷重伝達を考慮していない。このためPBL鋼板は、外ダイアフラムからの圧縮伝達のみを考慮している。

縦方向梁主鉄筋はCFT柱の外ダイアフラムに接続されるため、非線形バネ要素を用いて、CFT柱間の荷重伝達をモデル化している。

PBLについては、5.5.2で示したとおり、載荷試験では接合部の耐荷機構にあまり寄与していなかったため、解析ではその確認のため、せん断特性のモデル化の有無による影響に着目した。モデル化する場合は、土木学会示方書¹⁾に示されるとおり、立体要素やシェル要素で忠実にモデル化した場合、解析モデル全体の規模を考慮すると現実的ではないため、一般的に用いられる非線形バネ要素でモデル化した。非線形バネ要素は、PBL鋼板の貫通孔の中心位置に鉛直方向と水平方向に設置し、PBL鋼板（シェル要素）と隣接するコンクリート要

素とを接続した。

解析ケースは、PBLの非線形バネが解析結果に及ぼす影響を把握するため、非線形バネを考慮しない場合（Case1）と上記の通り考慮した場合（Case2）の2ケースを行い、載荷試験結果との比較を行う。また、解析コードは「FINAS/STAR Version : CRCS01ver2013 r140611forx64」を使用した。

（2）材料構成則と材料特性値

a) 鉄筋コンクリートおよび無筋コンクリート

鉄筋コンクリートおよび無筋コンクリートのソリッド要素には、アクティブクラック法に基づく非直交多方向固定の分散ひび割れモデルによってひび割れを表現する、鉄筋コンクリートの材料構成則を使用する^{8),9)}。

コンクリートの圧縮モデルには弾塑性破壊型構成式¹⁰⁾を適用する。ひび割れ面に平行方向においては、ひび割れたコンクリートの圧縮剛性が、ひび割れ前の一軸圧縮剛性よりも小さくなることを、ひび割れ直交方向の引張ひずみの大きさに応じて考慮している。ひび割れの直交方向に対しては、引張の除荷過程から圧縮に移る場合に、完全にひび割れが閉じる前からある程度の圧縮応力が伝達される、再接触時の付加応力を考慮している。

コンクリートの引張モデルの軟化勾配は、ゾーニング手法に基づき、鉄筋との付着が影響する領域（RC領域）と影響しない領域（無筋領域）とに分割して設定する¹¹⁾。前者では鉄筋とコンクリート間の付着によるTension Stiffeningを考慮し、これに対応する鉄筋の塑性局所化挙動は、付着の影響を考慮した平均応力-平均ひずみ関係を用いる¹²⁾。後者ではコンクリートの引張破壊エネルギーと要素寸法に基づき、要素毎に軟化勾配を設定する。付着の影響を考慮した鉄筋の平均応力-平均ひずみ関係においては、平均降伏強度に達した以降は、ひずみ硬化を考慮している。なお、鉄筋応力の繰り返し挙動に対しては、バウジング一効果を考慮している¹³⁾。

ひび割れ面に沿った応力の伝達には、接触密度関数モデル¹⁴⁾を応力伝達構成則として採用し、任意の破壊経路に対して、ひび割れ面での開閉口およびずれ挙動を再現している。この構成則においては、ひび割れ発生後のせん断伝達挙動に、ひび割れ幅の増加に伴うせん断剛性の低下が考慮されている。

b) 鋼材

CFT柱鋼管、PBL、外ダイアフラムなどの鋼材は、材料試験結果に基づき、降伏強度と弾性係数に基づいたバイリニアの非線形の構成則とした。また、ポアソン比 $\nu=0.3$ とした。

c) PBL

Case2のPBLずれ止めの非線形バネのせん断力-ずれ変位関係は、土木学会示方書¹⁾の貫通鉄筋を有する場合として算出した。ただし、せん断耐力は、5.3のPBL要素試験結果に基

づき、耐力算定式による算定値に対して約50%に低減した値を解析モデルに用いる。(図-5.6.1)

5.6.2 境界条件および荷重条件

境界条件は、図-5.6.2に示すように、CFT柱の上端を鉛直方向のローラー、下端をピンとする。荷重方法は、CFT柱の初期軸力とし、全塑性軸力の8%の鉛直荷重1510 kNをCFT柱上端(Rv1)に荷重し、CFT柱に軸力を導入する【Step1】。次にRC床版両端の荷重点(Rv2, Rv3)に、床版荷重410 kN(鉛直下向き)を荷重する【Step2】。そして、地震による曲げ偶力荷重として、Step2の状態からRC床版両端の荷重点(Rv2, Rv3)に、830 kN(Rv2鉛直下向き, Rv3鉛直上向き)を漸増荷重した【Step3】(図-5.6.3)。このときの荷重が設計荷重100%である。その後もStep3と同じ荷重増分にて、破壊に至る(荷重増加がなくなる)まで荷重を漸増させた。

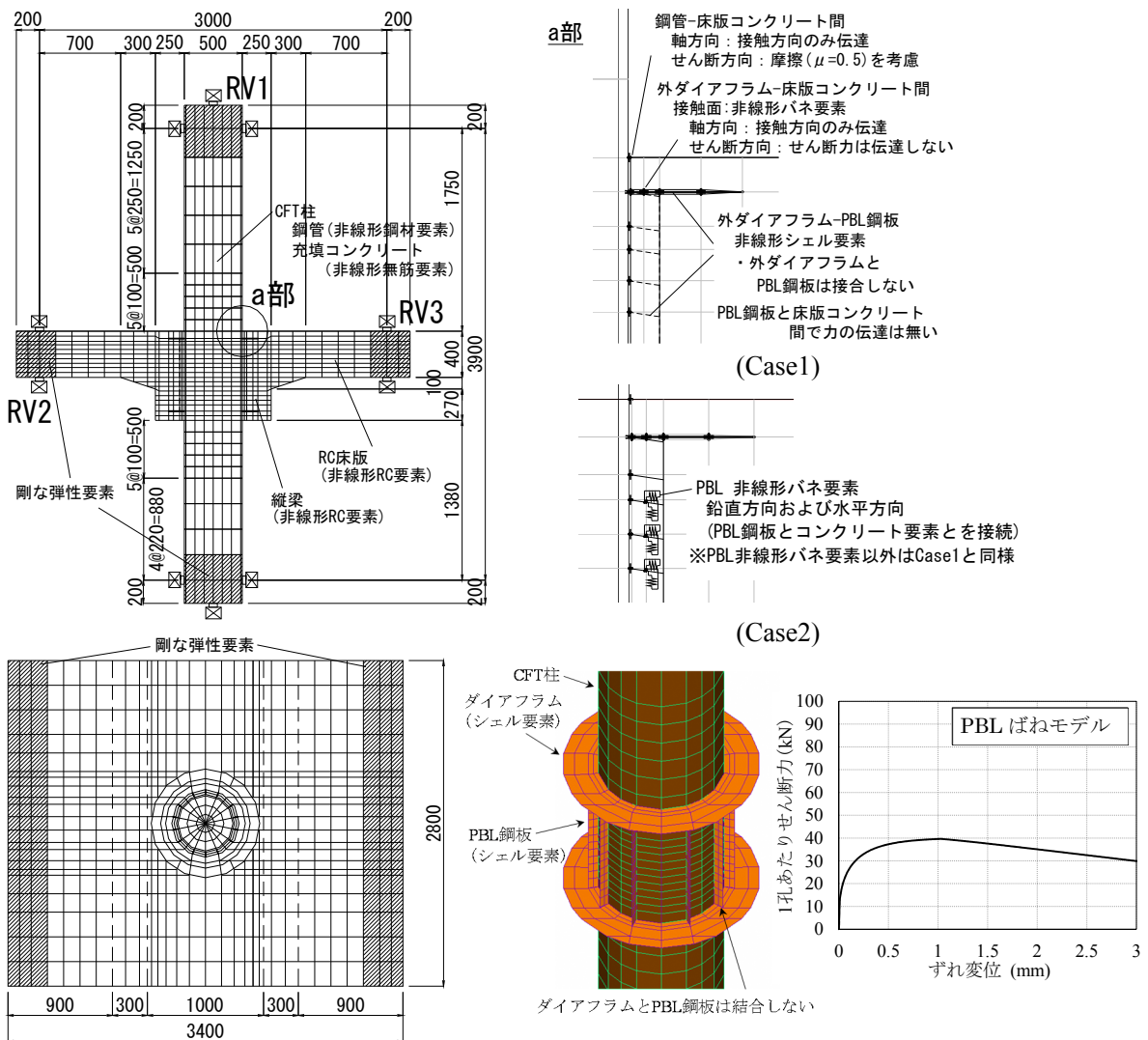


図-5.6.1 十字接合部の模型試験体のFEモデル(単位:mm)

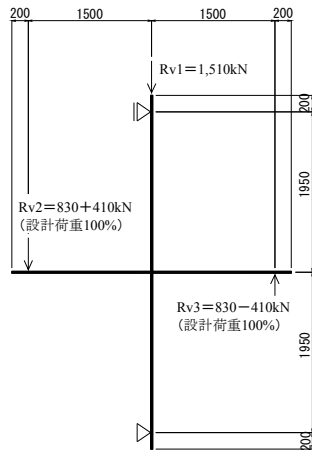


図-5.6.2 境界条件および荷重条件 (単位: mm)

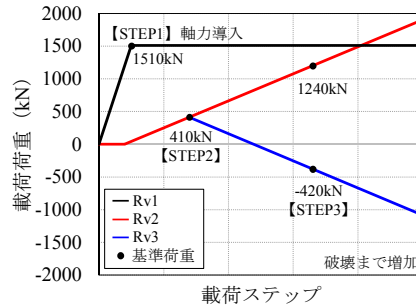


図-5.6.3 載荷荷重の変化

5.6.3 実験結果とFEMの比較検証

(1) PBLモデルの有無による影響

PBLの非線形バネモデルが解析に及ぼす影響を検証するため、Case1とCase2の解析結果を比較する。載荷位置での荷重-変位の関係を図-5.6.4に示す。図に示すとおり、Case1とCase2ではほぼ同様の履歴を描いており、有意な違いは見られなかった。

つぎに外ダイアフラムに伝達される荷重を検証するため、外ダイアフラムに作用する支圧力と荷重倍率の関係を図-5.6.5に示す。ここでの荷重倍率は設計荷重に対する比率を示す。外ダイアフラムの支圧力については、5.5.2のとおり、CFT鋼管の最外縁から45°方向を有効範囲と考え、解析で得られた外ダイアフラムの圧縮応力を合計した。図に示すとおり、上下に配置した外ダイアフラムには支圧力が作用しており、形鋼シアコネクタのように鋼板の支圧でせん断力を伝達していることが分かる。また、PBLを考慮していないCase1の方がPBLを考慮したCase2と比較して、外ダイアフラムの支圧力が大きくなっており、PBLの非線形バネが無い分、外ダイアフラムの荷重分担が増加したものと考えられる。

各構造要素の荷重分担を検証するため、各構造要素の曲げ分担を図-5.6.6に示す。図-5.6.7に示すCFT柱(支圧+摩擦)、外ダイアフラム(支圧)、PBL(せん断)が床版からCFT柱への荷重伝達機構として機能するものと考えられ、これらに着目した。なお、曲げ分担量は曲げに対する抵抗荷重として、解析は各抵抗要素の応力にCFT鋼管中心からのアーム長を乗じ、それらを累加した。また載荷試験の曲げ分担量は5.5.2に示すとおりである。図-5.6.6a), b)に示すとおり、Case1とCase2において、曲げ分担量の合計は概ね一致する結果となった。また、分担内訳については、Case1と比べて、Case2では、CFT柱(支圧+摩擦)および外ダイアフラム(鉛直)の分担が減っており、PBL(水平)および(鉛直)がその分の曲げを負担する結果となった。

図-5.6.6c)には、載荷試験で得られた各構造要素の曲げ分担量を示す。図に示すとおり、

PBLの曲げ分担は小さく、CFT（支圧+摩擦）と外ダイアフラムの曲げ分担が大きい結果となり、Case1の傾向と概ね同様の結果となった。 載荷試験では、PBLはほとんど効いていないのに対し、Case2ではPBLの分担量が大きく生じており、これは解析において、PBLのせん断バネはPBL鋼板と隣接するコンクリート要素と接続しており、コンクリート要素の変形に対し、PBLのバネが感度良く効いてしまうものと推察される。 また、解析においては、PBLはせん断ばねとしてモデル化しており、貫通鉄筋はモデル化していない。 実験では貫通鉄筋が円周方向に連続して配置されており、床版コンクリートへの応力伝達が分散されるのに対し、解析はせん断ばねによる局所的な応力伝達となっていることも要因として考えられる。

以上より、解析でPBLをせん断バネでモデル化した場合、PBLの分担を過大評価し、一方で外ダイアフラムの支圧の分担を過小評価し、接合部の耐荷力を適切に評価出来ない恐れがあるため、これ以降の3次元非線形FEMの解析結果については、PBLのせん断バネを考慮しないモデルで検討することとする。

（2）載荷試験結果との比較

3次元非線形FEMの妥当性を検証するため、PBLバネを考慮しないCase1の解析モデルを用いて、解析で得られた結果と載荷試験結果を比較した。

載荷位置での荷重-変位の関係を図-5.6.8に示す。なお、荷重と変位は、載荷位置の鉛直ジャッキの荷重および変位を平均化している。図に示すとおり、試験と解析の結果は概ね一致している。また、解析において、床版の鉄筋および接合部内の鋼材は降伏しておらず、CFT柱鋼管の先行降伏により剛性低下している。試験においても、CFT鋼管が同様の位置で先行降伏しており、また、降伏荷重についても解析と概ね同様の結果となった。

荷重倍率100%時のCFT柱鋼管の鉛直ひずみ分布について、試験と解析の比較を図-5.6.9に示す。ひずみの位置は鋼管の最外縁で示しており、試験では床版上面付近で、局所的にひずみが卓越する箇所があるが、試験のひずみ分布はFEM解析で概ね再現出来ている。

図-5.6.10には、試験における床版上面でのひび割れ図と解析における偏差ひずみ第2不変量 $\sqrt{J_2}$ コンター図の比較を示す。偏差ひずみ第2不変量 $\sqrt{J_2}$ は、曲げひび割れ開口・斜めひび割れ発生等の引張損傷を評価できる指標であり、要素寸法等による依存性を回避するため、重み付き平均を行ったうえで用いている。本検討では、要素の平均寸法76.1mmに対し、平均化半径150mmの球の領域で重み付き平均を行っている。なお、平均化領域については、複合標準示方書では、『標準的な要素寸法200mmを包括するような半径150mmの球または円としてよい』といった記載があるが、本解析結果は後述するとおり、載荷試験結果を精度良く再現出来ており、平均化領域の設定が評価結果に及ぼす影響は小さいと考えられる。

図に示すとおり、床版上面において、解析ではCFT柱前面で局所的に限界値である $0.001^{1)}$ を超過する領域があるが、これは床版鉄筋をCFT柱に接続させず、接合部内で折り曲げているために生じた無筋領域であり、試験でも、同様の箇所に段差を伴うひび割れが生じているため(写真-5.6.1)、この無筋領域に生じた損傷を解析でも再現出来ている結果となった。

また、解析のコンクリートひずみの分布範囲は、CFT柱から斜め方向に広がっており、試験におけるひび割れ発生の範囲と概ね一致する。

図-5.6.11には、試験における床版下面でのひび割れ図と解析における偏差ひずみ第2不変量 $\sqrt{J_2}$ コンター図の比較を示す。床版下面については、試験では、縦方向梁に斜めの捩りひび割れが生じているが、解析のひずみ分布も縦方向梁下面において、斜めに広がる傾向であり、試験との整合性が確認出来る。また、図-5.6.12に示した接合部断面での $\sqrt{J_2}$ コンター図では、荷重の増加に伴い、ひび割れが接合部内に進展する結果となっており、写真-5.6.2に示す試験体切断面においても、ひび割れが接合部内に進展している。

つぎに圧縮破壊の指標である正規化累加ひずみエネルギー W_n のコンター図を図-5.6.13に示す。正規化累加ひずみエネルギー W_n は、コンクリートの圧縮損傷を評価できる指標である。解析では、荷重点変位 $2\delta_y$ でCFT前面において、限界値 $0.0015^{1), 2)}$ を超過している。また、図-5.6.14に示した接合部断面の W_n コンター図では、荷重の増加に伴い、損傷範囲は広がるが、局所的な範囲に留まる結果となった。なお、荷重試験においても、CFT鋼管が先行降伏した $1\delta_y$ 以降、荷重の増加に伴い、CFT基部が局部座屈し、写真-5.6.1に示すようにCFT前面でコンクリートの圧縮破壊が生じており、解析結果と同様の損傷状態であった。

以上より、試験と解析を比較・検証した結果、床版内の鉄筋および接合部内の鋼材が降伏せず、CFT鋼管の先行降伏で決まる荷重-変位関係や床版を介して荷重が伝達されるCFT鋼管のひずみ分布が一致したこと、試験体のコンクリートのひび割れ性状および圧縮破壊箇所といった損傷状態を精度良く再現出来ていることから、本解析モデルが妥当であると考えられる。なお、解析においては、実設計を想定し、一般的な静的非線形解析と同様にプッシュオーバー解析としたが、荷重試験での正負交番荷重の結果と整合していることから、プッシュオーバー解析でも評価可能と考える。

また、解析評価においては、実構造物の応答に比べ、ある程度のばらつきが想定されるが、本解析手法では、図-5.6.8に示したとおり、荷重変形は試験と解析ではほぼ同様の結果であったことから、実験結果との整合性は高いものと考えられる。

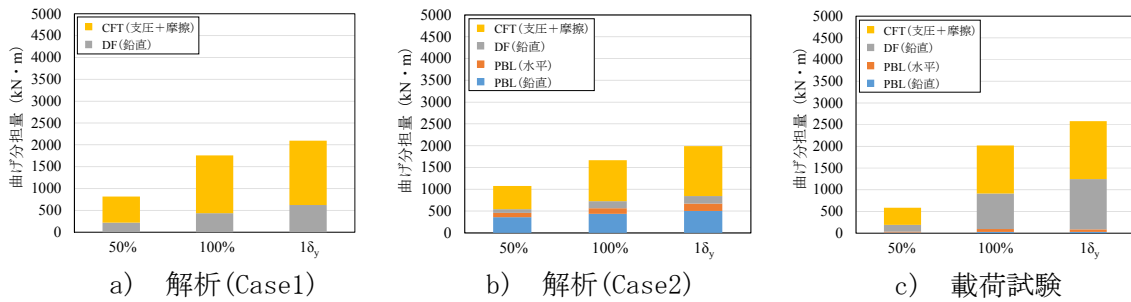


図-5.6.6 各構造要素の曲げ分担量

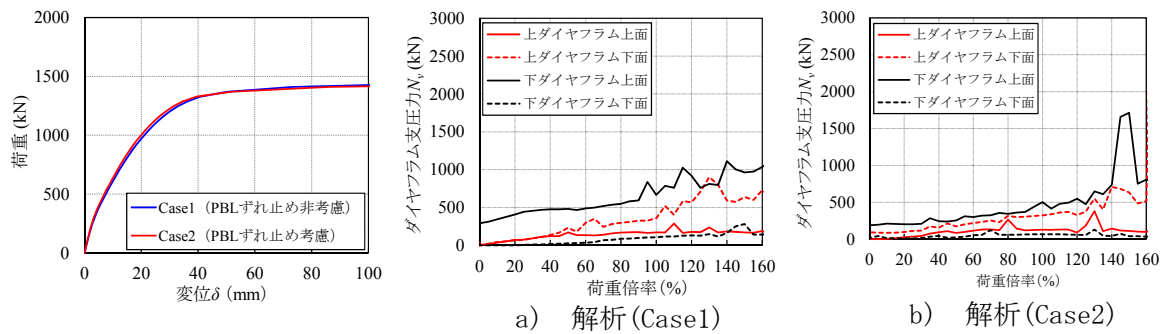


図-5.6.4 荷重-変位の関係 (解析)

図-5.6.5 外ダイアフラムの支圧力

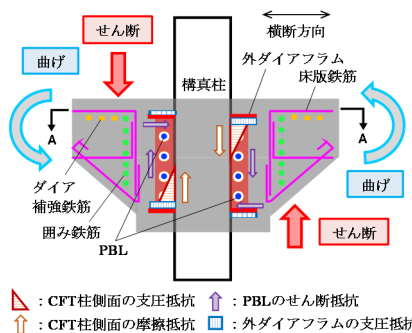


図-5.6.7 床版鉄筋非接続の接合部における荷重伝達機構

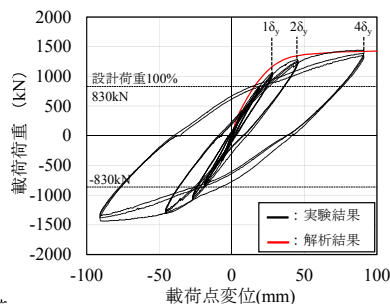


図-5.6.8 载荷荷重-载荷点変位の関係

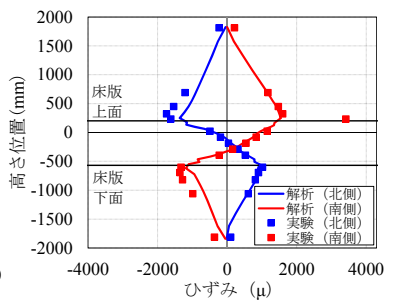
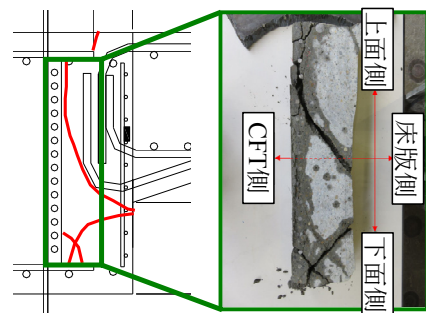


図-5.6.9 CFT 柱鋼管のひずみ分布



写真-5.6.1 CFT 基部の損傷状況 (载荷終了時)



※赤線がひび割れを表す
 写真-5.6.2 試験体切断面 (载荷終了時)

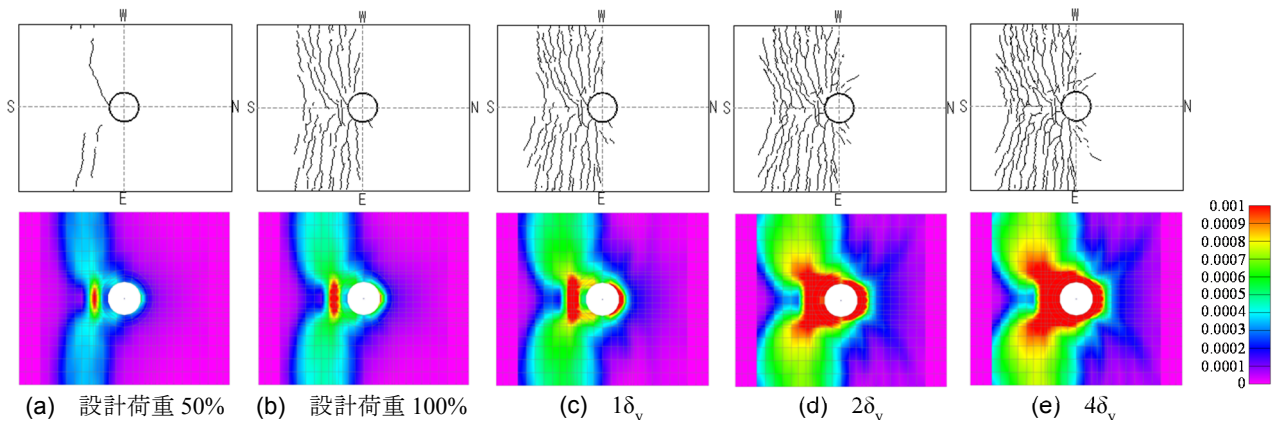


図-5.6.10 ひび割れ図- $\sqrt{I_2}$ コンター図 床版上面

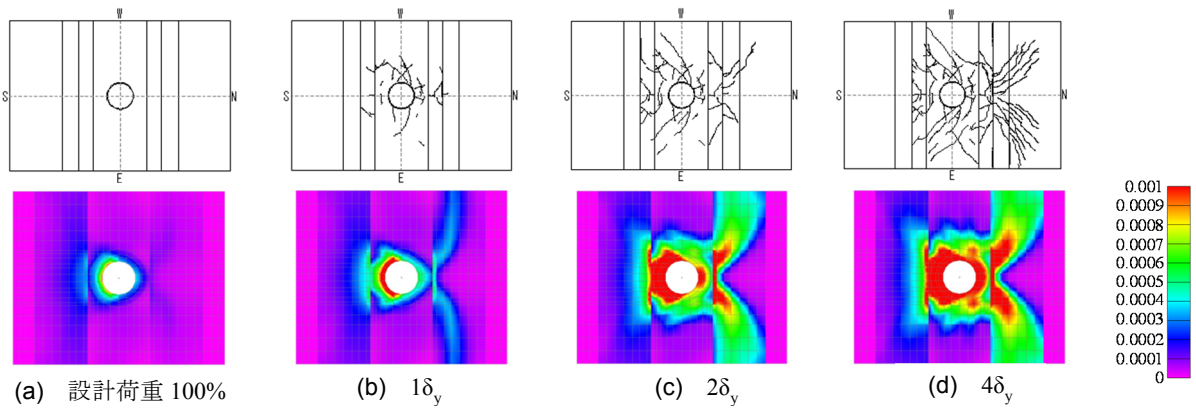


図-5.6.11 ひび割れ図- $\sqrt{I_2}$ コンター 床版下面

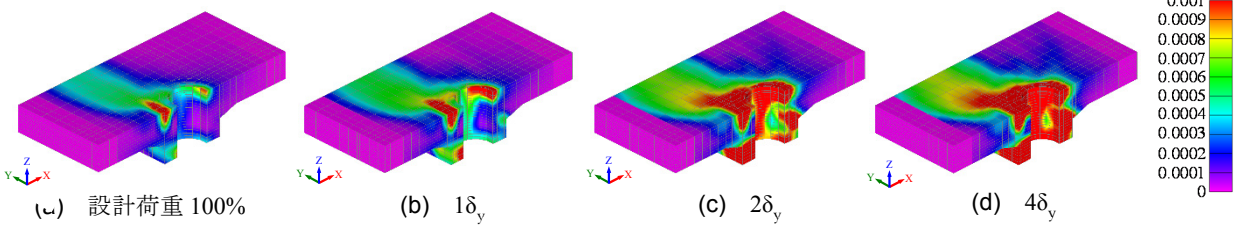


図-5.6.12 $\sqrt{I_2}$ コンター 接合部断面

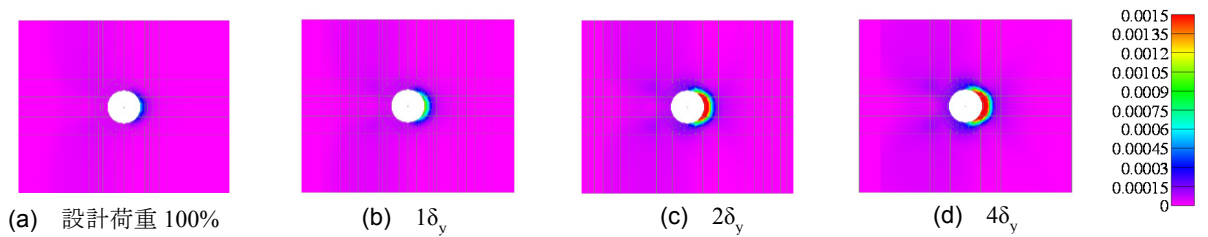


図-5.6.13 W_n コンター図 床版上面

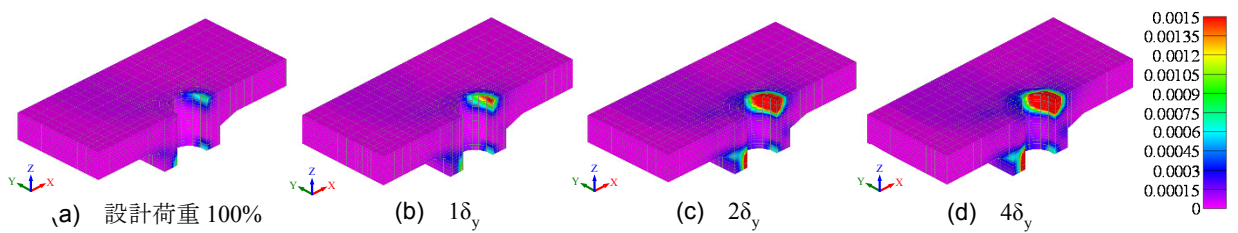


図-5.6.14 W_n コンター図 接合部断面

5.6.4 接合部耐荷性能の評価法

接合部は他部材より先行して破壊せず、かつ損傷を軽微に留める必要がある。そこで、(1) 荷重変形の支配部材の特定、(2) 土木学会示方書の損傷指標に基づく接合部の損傷範囲と程度、(3) 接合部の回転剛性の新たな評価指標を設定し、これらから総合的に評価する手法を提案する。

(1) 荷重変形の支配部材の特定

解析結果の荷重位置での荷重-変位および荷重-CFT鋼管の引張ひずみ、CFT充填コンクリートの圧縮ひずみの関係を図-5.6.15に示す。図に示すCFT鋼管のひずみはRC床版上面における引張側45°位置の2箇所の要素の鉛直ひずみを平均とし、コンクリートの圧縮ひずみはRC床版上面における圧縮縁の要素の鉛直ひずみである。図に示すとおり、荷重-変位において、荷重1000kNを超え剛性低下する荷重領域で、CFT鋼管の引張ひずみが急増し、かつCFT充填コンクリートの圧縮縁のひずみが圧縮強度に対応するひずみ(一般に0.002とされ²⁾、解析で設定した ϵ'_{peak})に達している。したがって、荷重位置での荷重-変位の剛性低下は、CFT柱が最大耐力相当に達していることが理由であることがわかる。また、その後は、図-5.6.16のように、CFT柱の変形が大きくなっており、これに伴い荷重位置での変位が急増している。これらの傾向は荷重試験結果と符号する。このことから、CFT柱を含む十字接合部の荷重変形はCFT柱が支配部材であることがわかる。

(2) 接合部の損傷範囲と程度

図-5.6.10~12に示したとおり、解析においては、設計荷重100%時点で、偏差ひずみ第2不変量 $\sqrt{J_2}$ の限界値(0.001)を超過している箇所があり、コンクリートが局所的に損傷する結果となっている。また、図-5.6.14, 15に示したとおり、正規化累加ひずみエネルギー W_n については、荷重100%時点では、限界値(0.0015)を超過していない。設計荷重100%以降は、図-5.6.10~5.6.14より、偏差ひずみ第2不変量 $\sqrt{J_2}$ および正規化累加ひずみエネルギー W_n ともに限界値を超過する範囲の拡大がみられるが、 $2\delta_y$ から $4\delta_y$ にかけては損傷の進展は小さいことがわかる。この荷重範囲においても、接合部内の鋼材の降伏は認められなかった。これらのことは(1)で示したように、CFT柱の損傷が進展し、接合部内の損傷の進展が抑えられていることを示している。

荷重試験結果においては、設計荷重100%を超える荷重において、RC床版の段差を伴うひび割れが生じた以降もCFT柱への荷重伝達は問題なくなされていた。接合部には複数の荷重伝達要素が存在しており、一部が局所的に損傷しても、接合部全体の耐荷力が損なわれるわけではない。すなわちコンクリートにひび割れが生じても鉄筋は降伏に達していないため抵抗できること、接合部内のダイアフラムやPBL鋼板の支圧抵抗も荷重伝達要素として寄与することから、荷重最終段階まで、接合部の一体性が確保出来ていたものと考えられる。

(3) 接合部の回転剛性

接合部の一体性を評価する指標として、RC床版とCFT柱の回転角差を提案する。十字接合部の回転角差 $\Delta\theta_c$ は、接合部コア（図-5.6.17a）のRC床版とCFT柱が交差する矩形の範囲に着目し、以下により算出する。

$$\Delta\theta_c = |\theta_c^{rc} - \theta_c^{cft}| \quad (1)$$

$$\theta_c^{rc} = \frac{\delta_y^r - \delta_y^l}{l^{rc}} \quad (2)$$

$$\theta_c^{cft} = \frac{\delta_x^d - \delta_x^u}{l^{cft}} \quad (3)$$

ここに、 θ_c^{rc} ：接合部コア内のRC床版の回転角

θ_c^{cft} ：接合部コア内のCFT柱の回転角

δ^r ：接合部コア内のRC床版の右側節点の鉛直変位

δ^l ：接合部コア内のRC床版の左側節点の鉛直変位

δ^d ：接合部コア内のCFT柱の下側節点の水平変位

δ^u ：接合部コア内のCFT柱の上側節点の水平変位

l^{rc} ：接合部コア内のRC床版の節点間の距離

l^{cft} ：接合部コア内CFT柱の節点間の距離

なお、変位 δ は、水平変位は右側を正、鉛直変位は下側を正とする。

接合部の回転角差は、接合部コア内の変形の程度を表す指標であり、材料損傷による剛性の変化を確認することが可能で、回転角差が小さい場合は、接合部内の損傷は小さく、一体性が保たれていると判断出来ると考えたものである。

式(1)～(3)により算出した回転角 θ_c^{rc} および θ_c^{cft} 、回転角差 $\Delta\theta_c$ について、載荷位置での荷重との関係を図-5-6-17b)に示す。解析結果は、載荷試験と比較して、RC床版とCFT柱の各々の回転角で若干の乖離があるものの、回転角差については、概ね同様の結果となっており、試験結果を概ね再現できていると考えられる。

載荷試験および解析結果のいずれにおいても、設計荷重100%時点で、回転角差の剛性低下は認められず、設計荷重100%以降についても、回転角差の剛性低下は小さい結果となった。載荷試験では接合部は所要の耐荷性能を有することが確認されており、設計荷重100%時点で回転角差の剛性低下が認められなければ、接合部内の損傷は軽微で、CFT柱とRC床版の一体性が確保されていると判断可能と考えられる。

以上より、接合部の3次元非線形FEMと載荷試験結果を比較・検証した結果、以下のことが確認できれば、接合部が先行破壊せず、損傷が軽微でCFT柱とRC床版との一体性が確保できること、すなわち接合部が所要の耐荷性能を有していることを評価できると考えられる。

a) 荷重変形の支配部材が隣接部材のCFT柱であることが特定できること

b) コンクリートの損傷指標において、所定の荷重時に偏差ひずみ第2不変量 $\sqrt{J_2}$ が限界値

を超過しても、接合部内の鉄筋・鋼材が降伏していないこと、および正規化累加ひずみエネルギー W_n が限界値を超過してもその範囲は局部的であること、 $\sqrt{J_2}$ 、 W_n が所定の荷重を超えて载荷してもその進展が抑えられていること

c) 接合部の回転角差が、所定の荷重時では、剛性の低下が認められないこと

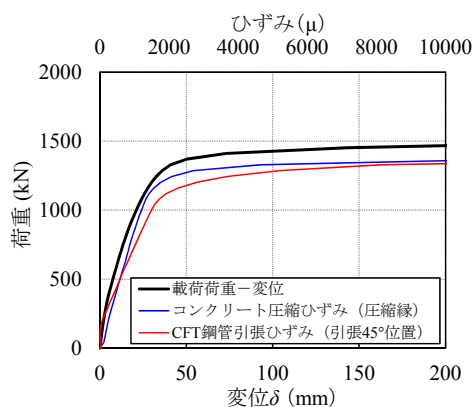


図-5.6.15 荷重-変位および荷重-ひずみの関係

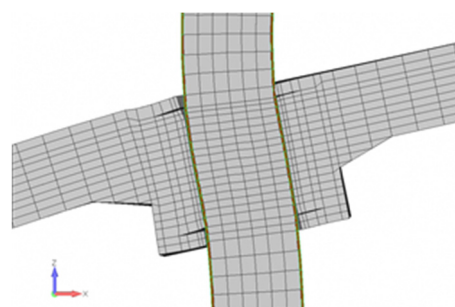
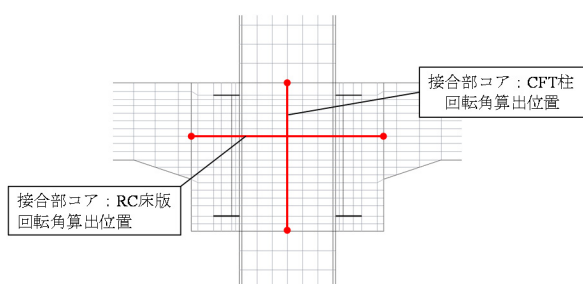
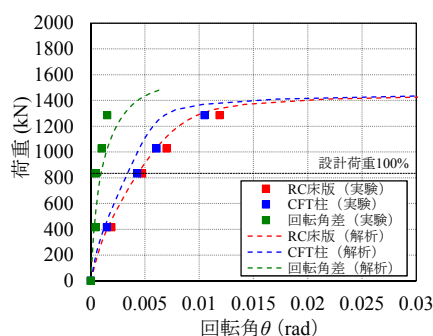


図-5.6.16 設計荷重 100%時の変形図 (変形倍率 50 倍)



a) 回転角差の算出位置



b) 解析と载荷試験の結果

図-5.6.17 荷重と回転角 (差) の関係

5. 7 第5章のまとめ

本章においては、地下函体に用いる CFT 柱と RC 床版の横断方向鉄筋を非接続とした接合構造を提案し、その荷重伝達機構を仮定した。また、縮小モデルによる載荷試験で各荷重伝達要素の機能および荷重分担率を確認した。さらに、3次元非線形 FE モデルを構築し、実験結果との整合性を検証し、同種の接合構造の耐荷性能評価法として、3次元非線形 FEM を用いた評価指標を提示し、その適用性を実験結果から検証した。得られた結果を下記に示す。

- (1) CFT 柱と床版接合部の構造について、縦方向梁鉄筋は外ダイアフラムに設置した鉄筋定着治具により、CFT 柱に接続し、床版鉄筋は CFT 柱と非接続となるため、一体性向上のための囲み筋内への定着および縦方向梁への応力伝達を目的としたダイア補強筋を配置し、接合部のずれ止めとして PBL を配置した構造を提案した。さらに、本接合構造の荷重伝達要素および機構を仮定した。
- (2) (1) の提案接合部で使用する PBL の諸元が鉄道構造物設計標準³⁾に示されたせん断耐力の算定式の適用範囲外であったため、当該諸元の耐荷機構およびせん断耐力の鉄道構造物設計標準³⁾式の適用の可否を確認するため、PBL の押し抜きせん断試験を実施した。実物大の 1 孔および 2 孔、1/3 縮小での 2 孔のいずれの試験体においても、試験で確認したせん断耐力は、標準の計算値の半分程度であった。また、最大荷重後の荷重低下は土木学会示方書¹⁾よりも緩やかであった。以上の傾向は 1/3 縮小の影響は見られなかった。なお、実物大においては、貫通鉄筋が降伏した後にコンクリートブロック下面に貫通鉄筋と平行にひび割れが発生した後に耐力に到達した。このことから、貫通鉄筋の曲げ挙動が PBL のせん断抵抗となっていることが推定された。
- (3) 非接続試験体 (JC-1) と接続試験体 (JC-2) のいずれの試験体においても、載荷荷重の増加に伴い、RC 床版上面側の CFT 柱が局部座屈した。JC-1 は、 $1\delta_y$ 以降で床版下面に振りひび割れが顕著に生じたが、床版鉄筋の塑性化までは至らない結果となった。JC-1 は、JC-2 と比べ、 $1\delta_y$ 以降の履歴吸収エネルギーが若干異なるものの、設計荷重 100% までは接合部の損傷は見られなかったことに加え、CFT 柱の降伏位置および降伏荷重についても、概ね同様の結果となった。また、いずれの試験体においても接合部で破壊しなかったため、接合部の耐力および破壊性状は明らかに出来ていないものの、床版鉄筋の接続の有無に関わらず、接合部の耐力は CFT 柱の耐力以上であることを確認した。
- (4) CFT 柱側面のコンクリートのひずみは、仮定した支圧抵抗の領域でいずれの載荷状態においても圧縮ひずみが確認された。また、ひずみ値は $2400\mu \sim 3000\mu$ とかなり大きく、CFT 柱側面の支圧抵抗による荷重伝達機能を確認した。
- (5) PBL に配置した貫通鉄筋については、載荷荷重の増加に伴い、ひずみが増加していること、正負載荷による挙動の対称性も見られることから曲げ載荷に応じた挙動を確認した。ただし、高さ方向のひずみ分布は複雑であり、ひずみ値も小さい結果となった。

また、PBL ひずみの主方向は、鉛直方向より水平方向が卓越する結果となった。

- (6) CFT 柱の外ダイアフラムは、計測した圧縮ひずみおよび引張ひずみが床版の曲げ変形
の方向と一致しており、外ダイアフラムの支圧抵抗による荷重伝達機構を確認した。
- (7) 囲み鉄筋は、内側に定着した床版主鉄筋からの引張および鋼管からの支圧に起因し、
引張ひずみが生じた。また、床版ハンチ部で外側が自由面となる中下方において、引張
ひずみが卓越しており、より大きな拘束効果を発揮している結果となった。
- (8) ダイア補強鉄筋は、載荷荷重の増加に伴い、引張ひずみが顕著に増加しており、RC床
版のひび割れに対し引張材として抵抗する機構を確認した。また、縦方向梁の掘りひび
割れや縦方向梁鉄筋ひずみの挙動を合わせると、RC床版から 縦方向梁へ荷重伝達する
機能を有しているものと推察される。
- (9) 各荷重伝達要素のひずみ計測結果から分担荷重を算定する方法を提示し、CFT 柱側面
の支圧+摩擦が最も抵抗要素として大きく、外ダイアフラムの鉛直支圧力も抵抗要素と
して寄与することがわかった。また、PBL のせん断力は小さいことがわかった。
- (10) 十字接合部の模型載荷試験を FEM で解析した結果、PBL のせん断特性を非線形バ
ネでモデル化した場合は、PBL の荷重分担を過大に、外ダイアフラムの支圧の分担を過
小に評価し、接合部の耐荷力を適切に評価出来ない可能性がある。
- (11) 十字接合部は PBL のせん断特性をモデル化しなくても、外ダイアフラムおよび PBL
鋼板はシェル要素でモデル化し、CFT 柱外面と RC 床版の界面に摩擦係数 0.5 としたせん
断伝達を考慮することで試験結果を精度良く再現できる。
- (12) 接合部の耐荷性能を 3 次元非線形 FEM により評価する手法として、①荷重・変形
の支配部材が隣接部材であること、② 所定の荷重においてコンクリートの材料損傷指
標の限界値超過箇所が限定的であり、接合部内の鉄筋および鋼材が降伏していないこと、
かつ荷重増加に伴う材料損傷の進展程度が軽微であること、③ 所定の荷重における接
合部の回転角差に剛性低下が生じていないことを確認する手法を提案した。

第6章 高軸力下での CFT 構真柱に 支持される RC 上床版の接合構造 と押抜き耐荷性能（解析的検討）

6. 1 はじめに

地下函体の CFT 構真柱と RC 上床版の接合個所には、函体縦断方向に梁があり、床版にはハンチや押抜きせん断耐力を向上させる目的で設置した支圧部材があるため、既往の評価法が対象とするフラットな床版構造とならない。また、一般的に用いられる支圧板構造では、高軸力下であることから構造不成立となること、地下函体の耐震設計上、構真柱と上床版とは曲げを伝達するのが有利と考え、CFT 構真柱を RC 上床版に埋め込む接合方法を採用することとした。しかし、既往の評価法的前提は柱上部の支圧板を介して上床版下面を支持する構造を想定していることから、これら評価法の適用性も不明である。そこで本章では、上床版の形状および構真柱と上床版の埋込み接合方法に着目した押抜きに対する耐荷性能の評価について述べる。さらに、5章で提案した接合部耐荷性能の評価手法を用いて、CFT 構真柱と RC 上床版接合部が所定の耐荷性能を有しているかを評価する。

6. 2 押抜きせん断の既往評価法の準用

6.2.1 押抜きせん断の評価方法

鉄道構造物の設計で用いている、設計標準¹⁾での押抜きせん断耐力の評価式を以下に示す。鉛直荷重に加えて曲げモーメントやねじりモーメントを同時に受ける場合、あるいは載荷面に対して偏心荷重を受ける場合には、算定値を、図-6.2.2 に示す係数 α で除した値とすることが示されている。また、載荷面が自由縁または開口部に近い場合、隣接の押抜き荷重に対する照査断面が重なる場合には、算定値を低減する。その場合、開口部等による照査断面の欠損部分を考慮しないこと、重なる照査断面についてはそれを包絡するように照査断面を設定することとしている。

例えば、中央新幹線地下駅函体では縦断方向の柱間隔が 12.5m と長く、構真柱が上床版（RC 構造）を押抜く軸力は地震時の変動軸力も考慮すると 40,000 (kN) 以上で、地震時の曲げモーメントも 40,000 (kN・m) 程度となることから、押抜きせん断の評価は重要な照査項目である。

以降、6.2.2~6.2.4 では、文献²⁾の照査方法を適用するにあたり、上床版の形状および構真柱と上床版の接合方法（埋め込み）がせん断破壊線に与える影響を FEM により評価した

ものである。図-6.2.3に解析モデルを示す。解析は3次元線形解析とした。これは、文献²⁾のケーソン基礎頂版のせん断耐力の評価において、実験²⁾では、コンクリートが低応力でひび割れが生じ、最大荷重時の応力状態は線形解析の結果と異なるものの、大きい応力の生じる方向や支承からの反力分布の傾向は線形解析でも概ね把握できるとしたことに準じた。実際、文献¹⁾での押抜きせん断耐力式に各種安全係数を加味するため、ひび割れが発生、それが大きく進展することはほばないものと考えられ、そのような事例も見当たらない。このことから、設計では線形範囲の挙動に留めるものと考え、線形解析により検討を進めても問題はないものと考えた。

【文献1)より抜粋】

$$V_{pcd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_r \cdot f_{pcd} \cdot \mu_p \cdot d / \gamma_b$$

ここに、 V_{pcd} : 面部材の押抜きせん断耐力(N)
 $f_{pcd} = 0.2\sqrt{f_{cd}}$ (N/mm²)
 ただし、 $f_{pcd} > 1.2\text{N/mm}^2$ となる場合は $f_{pcd} = 1.2\text{N/mm}^2$ とする。
 $\beta_d = \sqrt[3]{1000/d}$ ただし、 $\beta_d > 1.5$ となる場合は1.5とする。
 $\beta_p = \sqrt[3]{100/\rho_c}$ ただし、 $\beta_p > 1.5$ となる場合は1.5とする。
 $\beta_r = 1 + 1/(1 + 0.25\mu/d)$
 μ : 載荷面の周長(mm)
 μ_p : 照査断面の周長(mm)で、載荷面から $d/2$ だけ離れた位置の周長とする。
 d : 有効高さ(mm)
 ρ_c : せん断引張鋼材比で、二方向の鉄筋に対する平均値とする。
 f_{cd} : コンクリートの設計圧縮強度(N/mm²)

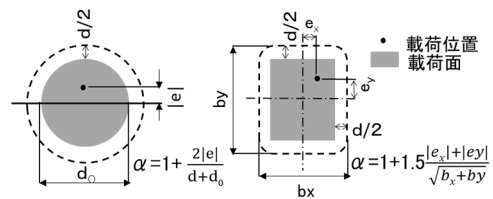
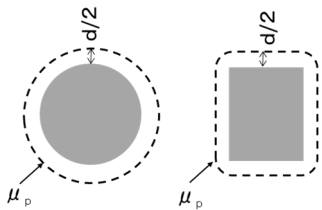


図-6.2.1 押抜きせん断に対する照査断面

図-6.2.2 偏心載荷に対する係数 α の算定

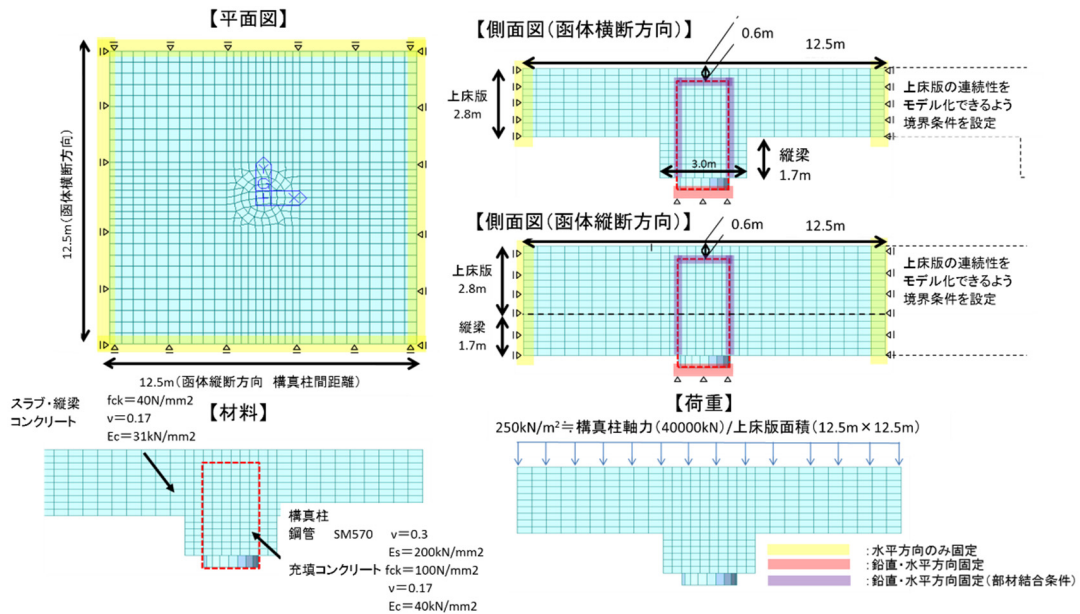


図-6.2.3 FEMモデル

6.2.2 縦断方向梁を考慮した押抜きせん断破壊線の検討

ここでは、地下函体縦断方向梁の有無の影響について調査した。方法は図-6.2.4で示す、縦梁「あり」と「なし」の3次元FEモデルとし、解析条件は図-6.2.3によるが、CFT 鋼管柱上端で支持（埋め込み鋼管無し）することとする。これにより応力の流れを把握し、押抜きせん断破壊線を仮定した上で、図-6.2.1の μ_p を比較する。

図-6.2.5に最大主応力のコンタ図を示す。図中には、縦梁「なし」および「あり」の函体横断方向では、上床版とコンクリート突起または縦梁との境界付近を始点とした45°方向に、縦梁「あり」の函体縦断方向では、縦梁下端位置を始点とした45°方向に直線を示した。この直線は、上床版に作用する圧縮応力度の流れ（コンタの尾根線）にほぼ一致している。また、同図の平面図（上床版上面）からも、 μ_p の形状の相違が想定される。

次に、文献¹⁾の照査の考え方に基づき、上床版中心(d/2)の位置について、次の方法で押抜きせん断破壊線を定義する。

- ① 函体横断方向のd/2位置において、せん断破壊線に位置する主応力度 σ を求める
- ② 函体縦断方向のd/2位置において、函体横断方向と σ が同値となる点より45°の直線（図-6.2.6の赤点線）を縦断方向におけるせん断破壊線とする。

図-6.2.6の平面図には、d/2の位置において、 σ となるラインを黄線で示した。これは、文献¹⁾における μ_p に相当するものとして、縦梁の有無でその周長を比較すると、縦梁が「ある」場合は「ない」場合に対して15%程度長くなる。このことから、函体縦断方向には縦梁の高さ分、せん断耐力に抵抗する破壊面が大きくなるものと考えられ、縦梁を考慮することで合理的な設計が可能になることが示唆される。

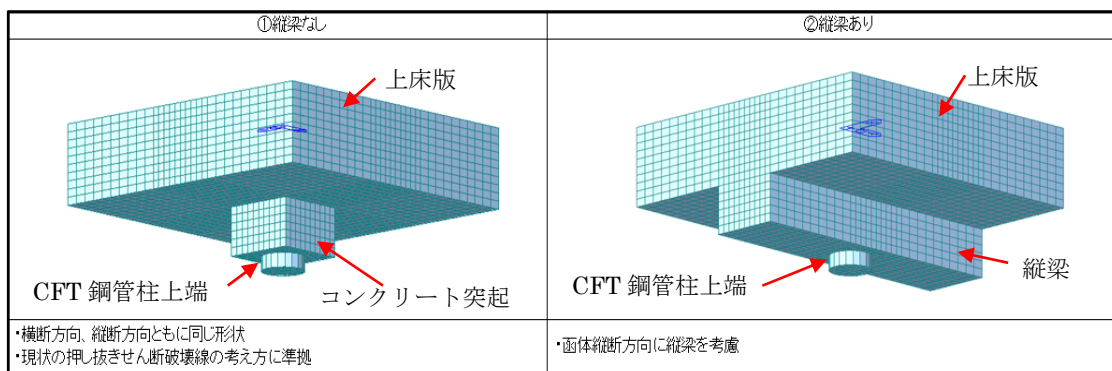


図-6.2.4 縦梁の影響検討モデル

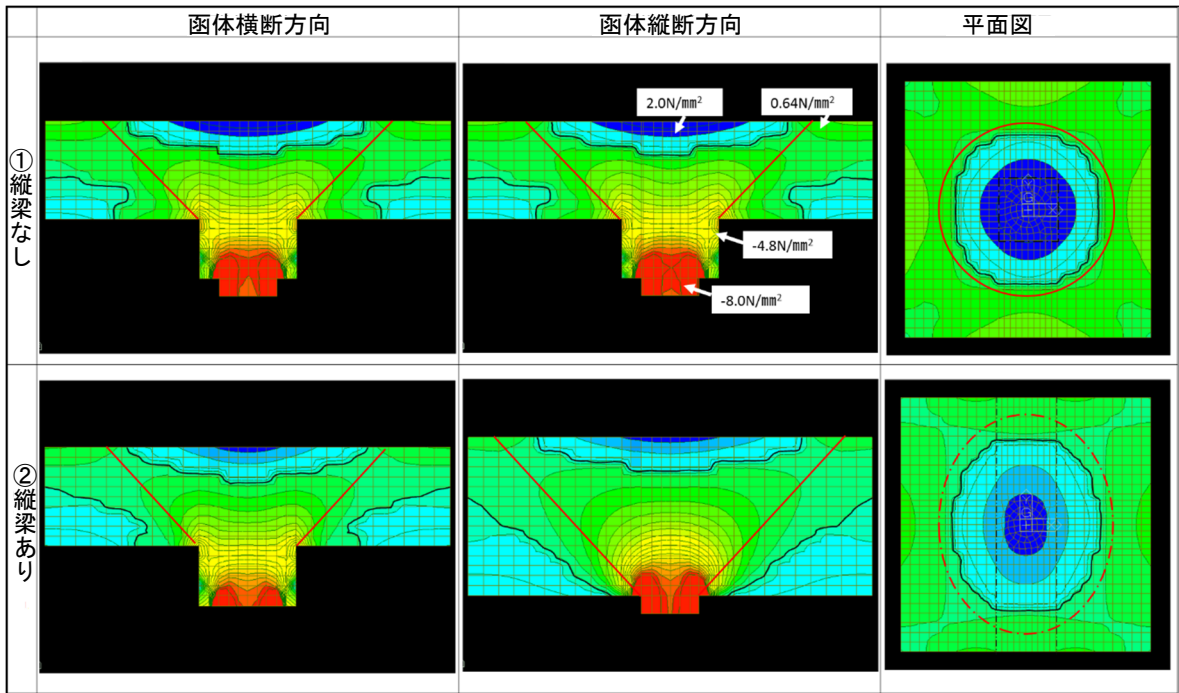


図-6.2.5 最大主応力コンタ図の比較

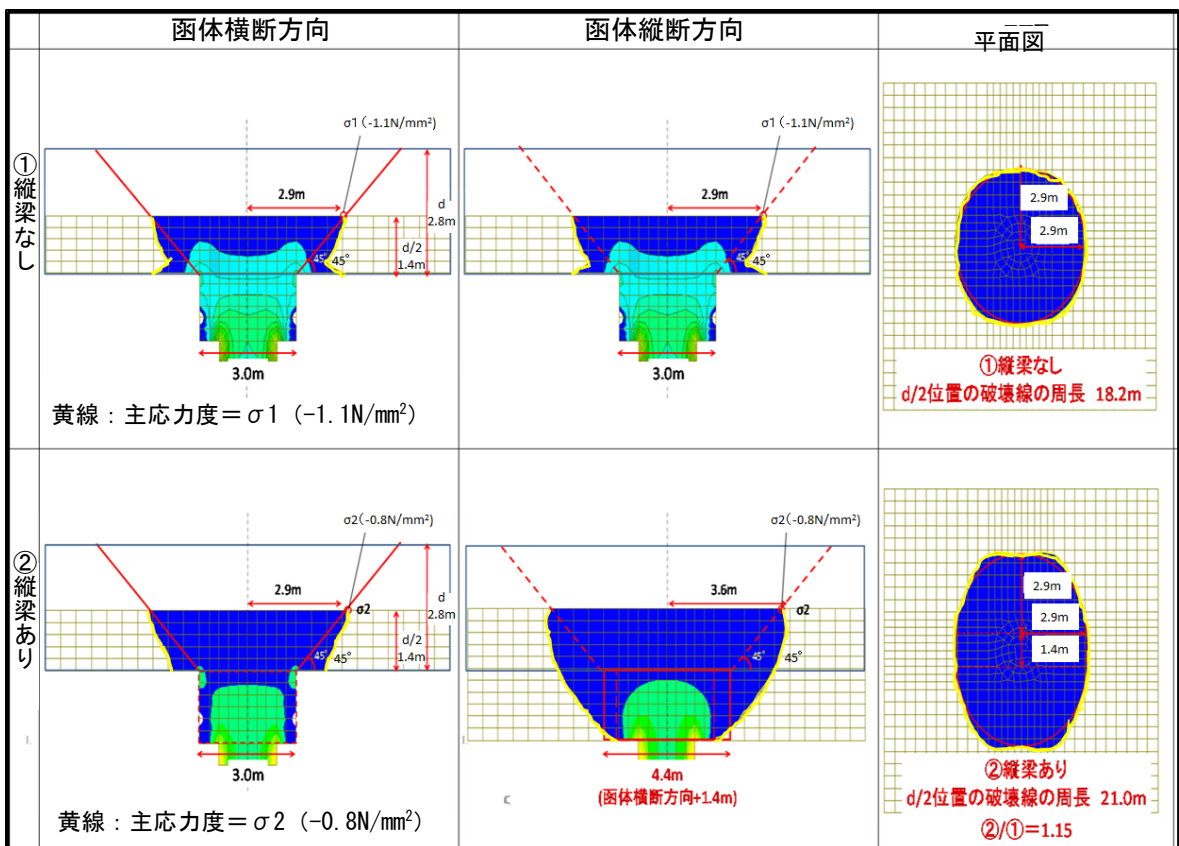


図-6.2.6 押抜きせん断破壊線の比較

6.2.3 鋼管の埋込み部の剛性による押抜きせん断破壊線への影響

6.2.2における解析では、CFT 鋼管柱の上端をコンクリート突起部もしくは縦梁下端位置に設定している。実際、CFT 鋼管は上床版内に埋込まれており、上床版コンクリートとは、孔あき鋼板ジベル（PBL）で付着をとっている構造である。そこで、鋼管を埋込むことの押抜きせん断破壊線への影響を調査した。解析条件は図-6.2.3により、解析モデルは図-6.2.7に示す縦梁のモデルで、鋼管埋込み「あり」「なし」で比較した。なお、鋼管埋込み「あり」の場合、上床版コンクリートと鋼管の境界条件は、PBLの付着効果を見込んで固定とした。また、鋼管埋込み「なし」は図-6.2.4②と同じである。

図-6.2.8にそれぞれのケースの最大主応力のコンタ図を示す。どちらのケースも、床版上側に引張応力度が確認できる。コンクリートのひび割れ範囲が大きい場合は、ひび割れを考慮した非線形解析が必要になる可能性があるが、ここでの引張応力度の最大値は 1.93N/mm^2 で f_{c40} の設計引張強度 f_{td} ($=2.1\text{N/mm}^2$: $\gamma_c=1.3$ の場合)よりも低い値となる。また、鋼管を埋込んだケースでは、上床版上部の引張応力度が多少大きくなり、上床版コンクリートに埋込まれた鋼管の先端が床版上側に接近し、鋼管とコンクリートの剛性の違いによる影響が埋込まれていないケースに対してより大きく出たものと考えられる。しかし、どちらのケースの応力分布も大きな差はないものと考えられる。

押抜きせん断の破壊線については、6.2.1と同じ定義で比較する。図-6.2.9の平面図に示すように、 $d/2$ の位置での破壊線の周長については、若干、鋼管を埋込んだ影響で小さくなる。これは、コンクリートよりも剛性の大きい埋込み鋼管により、応力の分散に拘束を受けたためと考えられる。しかし、その影響は些少であると考えられる。

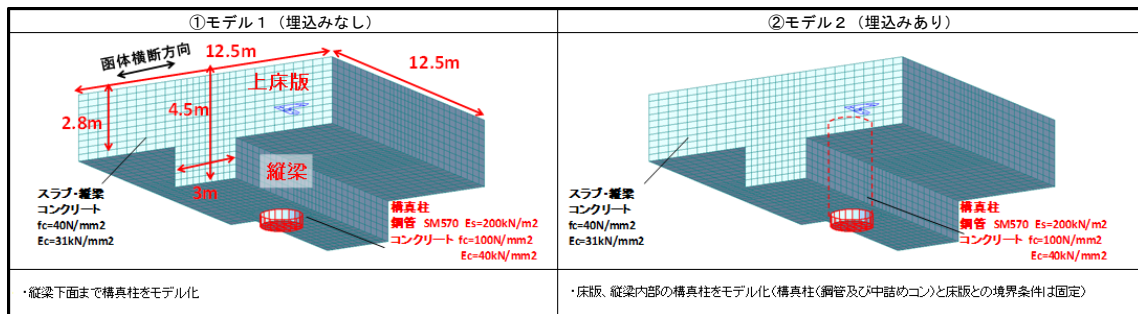


図-6.2.7 鋼管埋め込みの影響検討モデル

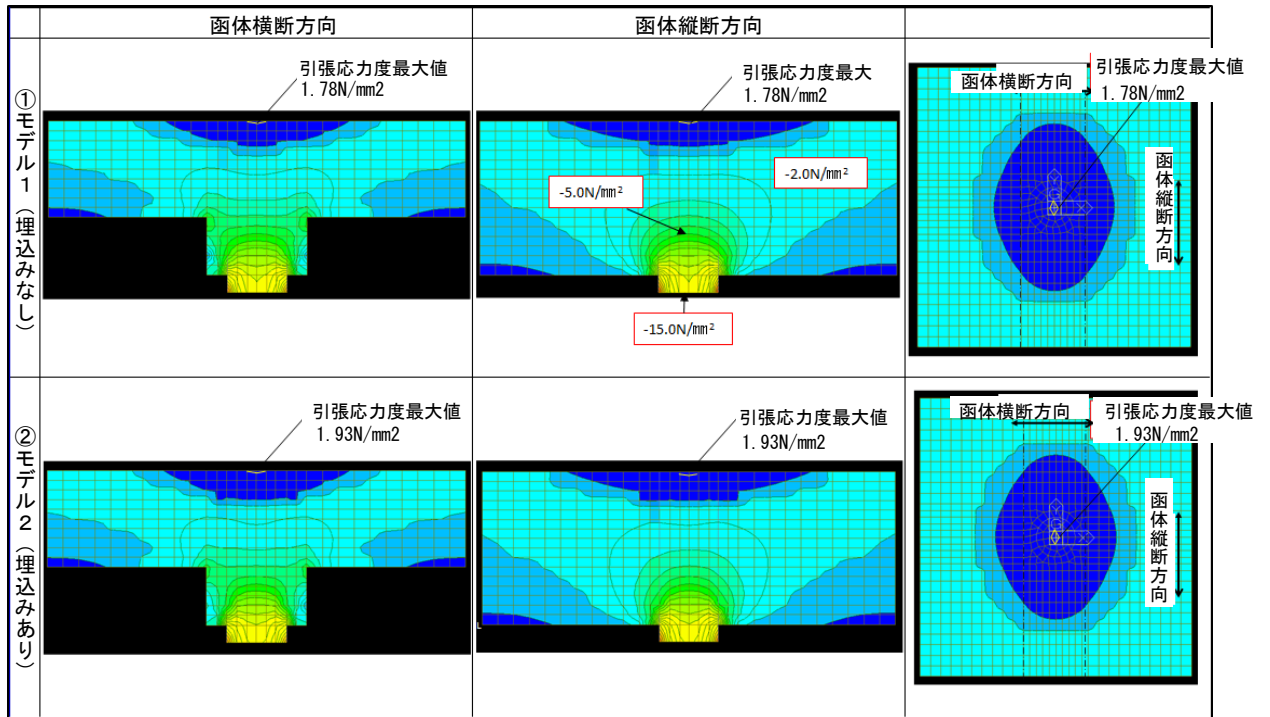


図-6.2.8 最大主応力コンタ図の比較

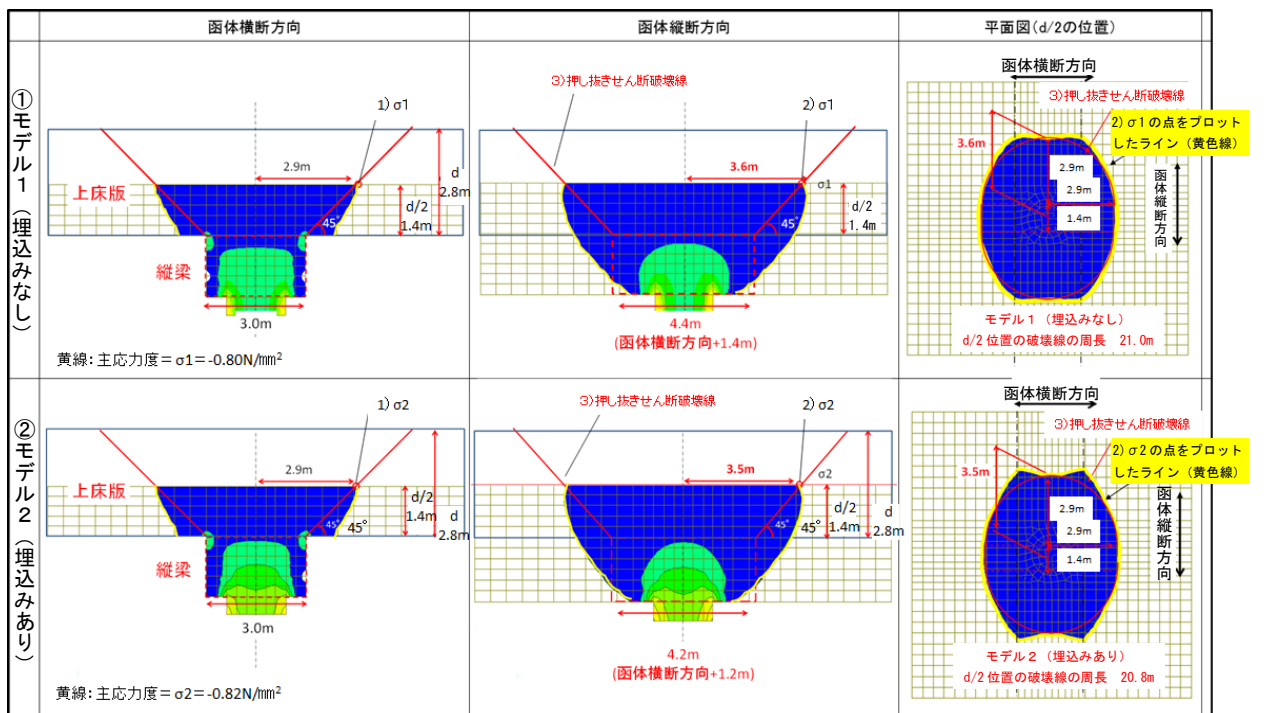


図-6.2.9 押し抜きせん断破壊線の比較

6.2.4 縦断方向梁に付加する支圧部材幅の押抜きせん断破壊線への影響

(1) 支圧部材幅ごとの破壊線（有効高さ）の設定

6.2.2において、縦断方向梁の高さ分、縦断方向に μ_p が延伸することが確認された。すなわち、鋼管埋込み下端（付け根）から床版上側までの高さ d を大きく見込めれば μ_p を大きく設定できるものと考えられる。函体横断方向にも、支圧部材として縦梁と同じ高さで床版厚を付加すれば、押抜きせん断耐力の向上が図れる。そこで、ここでは支圧部材の幅ごとに破壊線の設定方法を検討する。

まず、応力の流れについて、6.2.2と同様の条件（CFT 上端支持で埋込み鋼管なし）でFEMにより検討する。ここでは、以下の2つの場合について、破壊線の形状を比較する。

【縦梁高さ－床版厚 <（支圧部材幅－鋼管径）／2の場合】

鋼管付け根から45°方向に支持部材コンクリートの自由面が横切らないように設定するケースとして、図-6.2.10に示すように、①上床版全面に縦梁と同じ高さとした場合、②上記条件を満足する限界幅（=5.2m）とした場合を比較する。

同図の主応力ベクトルから、どちらのケースも函体縦断方向および函体横断方向とも、鋼管付け根より45°方向（図中の破線）に応力が流れることが確認できる。

【縦梁高さ－床版厚 >（支圧部材幅－鋼管径）／2の場合】

鋼管付け根から45°方向に支持部材コンクリートの自由面が横切るように設定するケースとして、図-6.2.11に示すように、③支圧部材幅を4.8m（<5.2m）とした場合、④支圧部材のない場合を比較する。

同図の主応力ベクトルから、どちらのケースも函体縦断方向では鋼管の付け根より45°方向（図中の破線）に応力が流れることが確認できる。函体横断方向では支圧部材または縦梁部分は、鋼管の付け根から支圧部材または縦梁と床版の境界へ応力が流れ、床版内部では、支圧部材または縦梁と床版の境界から45°方向に応力が流れることが確認できる。

以上の結果から、押抜きせん断破壊線を図-6.2.12に示すように、①、②のケースでは、函体縦断および横断方向とも鋼管の付け根から上床版上端まで45°方向に設定する。③、④のケースでは、応力ベクトルにより鋼管付け根から上床版と支圧部材または縦梁の境界まで結んだ線と境界から床版上端まで45°方向に伸ばした2つの直線で設定できると考えられる。しかし、このような複雑な破壊挙動の破壊線の設定事例は過去の研究事例もないため、ここでは、支圧部材または縦梁と上床版との境界を通る、45°方向の直線で仮定することとする。それぞれのケースでの有効高さについても、図-6.2.12に示す。

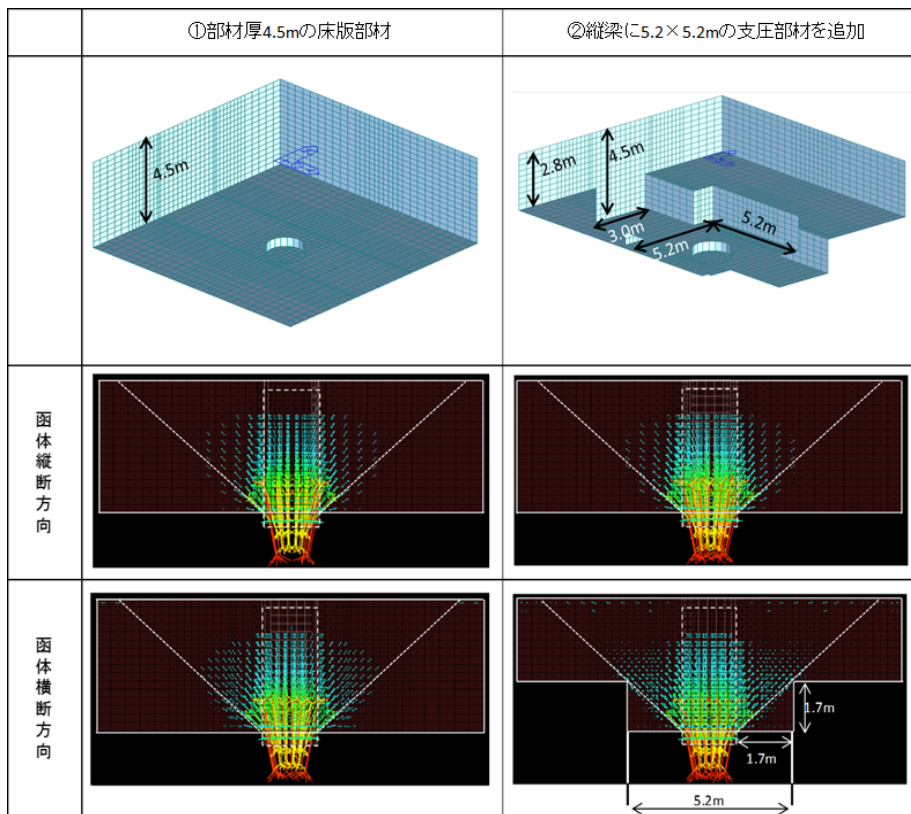


図-6.2.10 主応力ベクトルの比較 (①, ②ケース)

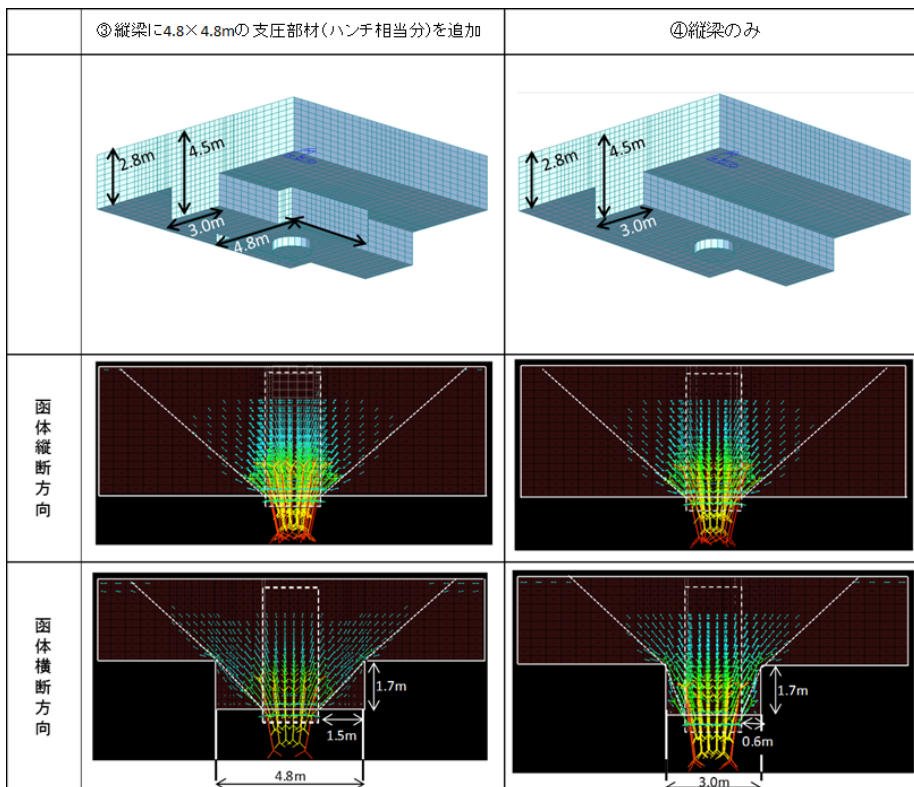


図-6.2.11 主応力ベクトルの比較 (③, ④ケース)

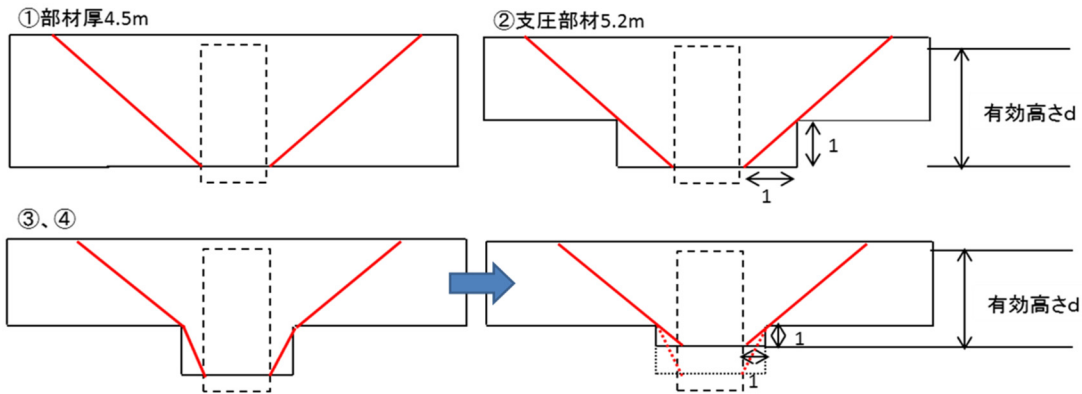


図-6.2.12 破壊線の設定

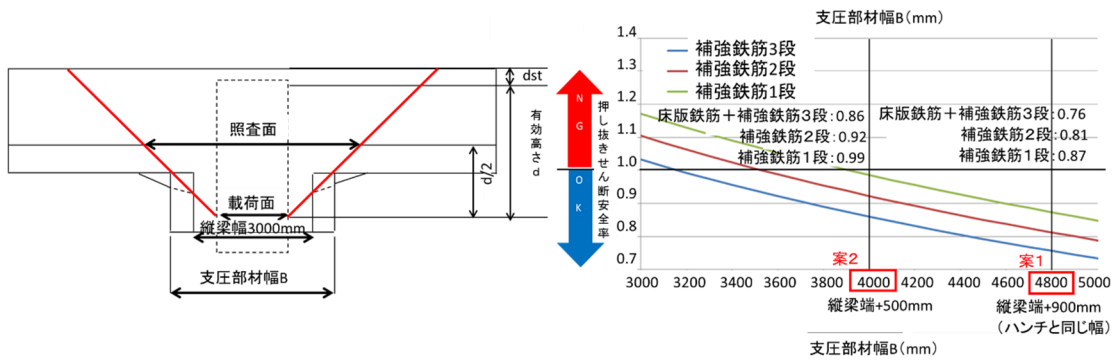


図-6.2.13 支圧部材幅および破壊線始端位置による押抜きせん断照査の感度分析

(2) 支圧部材幅による押抜きせん断照査の感度分析

次に、(1)の結果を受けて、支圧部材幅が押抜きせん断の照査（補強鉄筋量）に影響を与える、(1)の③④の場合について、その幅が照査値に与える感度について検討する。

図-6.2.13 に支圧部材幅をパラメータとした補強鉄筋量とその照査値を示す。また、図-6.2.14 には、支圧部材幅を 4.8m (案1)、4.0m (案2)、支圧部材なし (案3) について、補強の具体的な比較を示す。これらから、支圧部材幅の照査値に与える感度は高いものと考えられる。実設計においては、(1)の③④の条件の場合、施工性や使用性（レイアウト）の許容される限り、支圧部材幅を大きくすることは、押抜きせん断に対する安全上有利になると考えられる。

	1案：支圧部材を縦梁幅+900mm（ハンチ相当分）追加	2案：支圧部材を縦梁幅+500mm追加	3案：補強鉄筋3段案
補強鉄筋	D51-1.0段-ctc150mm（鉛直ピッチ300mm）	D51-2.0段-ctc150mm（鉛直ピッチ300mm）	D51-3.0段-ctc150mm（鉛直ピッチ150mm）
受台形状	+1700mm（H）×900mm（B）	+1700mm（H）×500mm（B）	0mm
周長Up	18.2m	16.4m	19.7m
安全度	0.87	0.92	0.97
形状			
補強鉄筋段数	1段	2段	3段
施工性	○ （ハンチ筋不要）	△ （ハンチ筋が必要：支圧部材鉄筋と干渉）	▲
内空利用	△（+900mm）	○（+500mm）	◎

図-6.2.14 支圧部材幅による補強鉄筋の比較

6. 3 押抜きせん断の3次元非線形 FEM による評価

ここでは、押抜きせん断耐荷力を確認するために RC 上床版と CFT 柱の接合部 (T 字構造) の 3 次元非線形 FEM によるプッシュオーバーシミュレーションを実施した。

6.3.1 3次元非線形 FEM シミュレーション

(1) RC 上床版と CFT 柱の接合構造 (T 字構造) の概要

CFT 鋼管は床版内の床版高さの 3/4 程度埋め込む。また、鋼管周辺には PBL (貫通鉄筋あり) を放射状に配置し、鋼管とコンクリートの付着を確保する。床版上方の縦梁主鉄筋 (縦断方向) および床版主鉄筋 (横断方向) は CFT 柱上部で通し配筋とし、床版下面の主鉄筋は折曲げて、CFT 鋼管の囲み鉄筋内に定着する。縦梁下主鉄筋は CFT 鋼管の外ダイアフラムに取りつけた鉄筋定着金具に接続し CFT 柱と直接繋ぐ構造とした。(図-6.3.1)

(2) T 字構造の FE モデル

a) FEM メッシュ

RC 床版および CFT 柱についてはソリッド要素を用いる。接合部の縦梁下主鉄筋と CFT 柱間の荷重伝達については非線形バネ要素を用いてモデル化する。また、PBL も非線形バネ要素でモデル化し、鉛直方向のみに抵抗するよう配置する。なお、本検討では、構造合理化のため、外ダイアフラムや頂部エンドプレートを設定しない場合も考慮して、CFT 鋼管柱上端にはそれらはモデル化していない。FE モデルの要素分割図を図-6.3.2 に示す。

RC 床版のモデル化範囲は、縦断方向の幅 $B=12.5$ m を基本とする、これは、函体縦断方向の最大 CFT 支柱間隔 12.5 m より、縦断方向の幅 $B=12.5$ m に対して CFT 柱 1 本が対応するものとして、評価に用いる断面力分布を設定していることによるものである。

函体横断方向については、支圧部材前面から押抜きせん断破壊による破壊領域が確保できるように、床版厚 $H=2.8$ m の 2 倍の範囲 ($L=5.6$ m) を非線形の RC 要素によりモデル化した。

CFT 柱のモデル化範囲は、c) で述べるように地震時の函体 2 次元骨組み解析における断面力分布において、曲げモーメントが 0 となる高さを目安に、支圧部材下面から 1.85 m の高さの節点を拘束できるよう設定した。

b) 材料構成則と材料特性値

5.6.1 (2) と同様とした。

c) 境界条件および荷重条件

境界は図-6.3.3 に示すように、CFT 柱の節点の変位を拘束する。

解析モデルへの載荷荷重は、3 章でも述べた本研究対象である中央新幹線地下駅の函体全体を対象にした 2 次元の骨組み解析から得られた地震時の断面力の分布を再現するように、

図-6.3.2 および図-6.3.3 に示した①～⑨の載荷点に荷重を載荷する。このとき、RC床版内の曲げモーメント分布およびせん断力分布を再現できるように、載荷点①と⑨にモーメントを載荷し、載荷点①～⑨に鉛直荷重を載荷する。RC床版の軸力は、CFT柱から左側と右側でそれぞれ一定とし、載荷点①と⑨に水平荷重を載荷する。ここでは、函体の中で、押抜きせん断が最も厳しい箇所を対象とした。

図-6.3.4 に2次元骨組み解析結果の断面力分布と、FEモデルに対する載荷荷重による断面力分布を重ねて示した。なお、FEモデルにおいては、載荷点①～⑨への載荷荷重を、図-6.3.2 に示した位置に分散させて載荷している。載荷点①と⑨は、剛な弾性要素上への載荷であるため、荷重を集約して載荷している。このとき、モーメント荷重は偶力に変換し、軸力成分と合わせて、床版の上下縁の節点に載荷している。載荷点②～⑧への鉛直荷重の載荷は、非線形のRC要素上への載荷となるため、分散させて載荷している。このとき、載荷点⑤においては、CFT柱直上への載荷は、そのまま柱の軸力となるため、柱直上を除いた範囲に載荷した。

載荷のステップについて、実際は常時状態から地震時状態へ推移するのだが、ここでは、想定している地震時状態の断面力分布を基準（100%）として、荷重倍率を上げることで漸増載荷した。

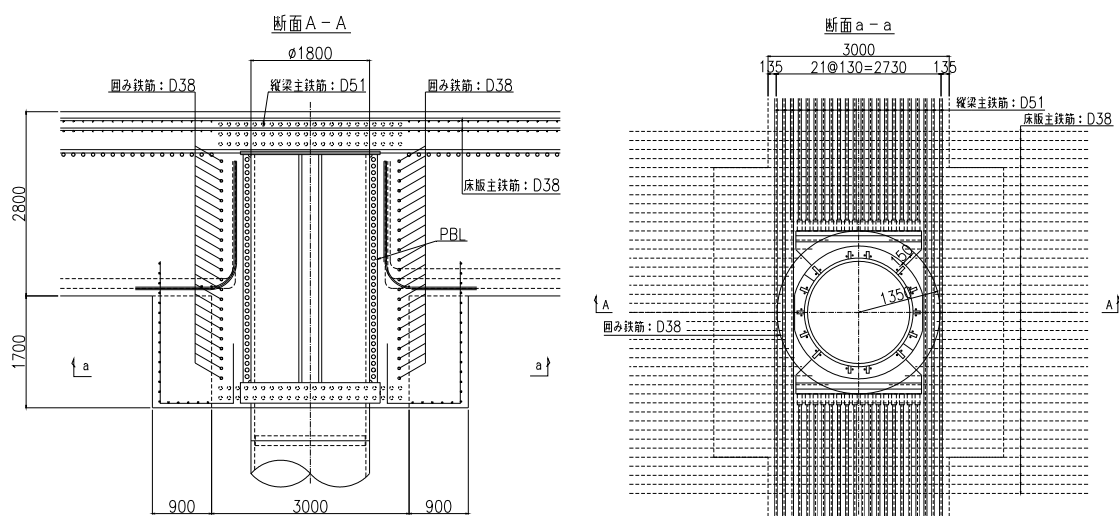


図-6.3.1 T字構造の概要

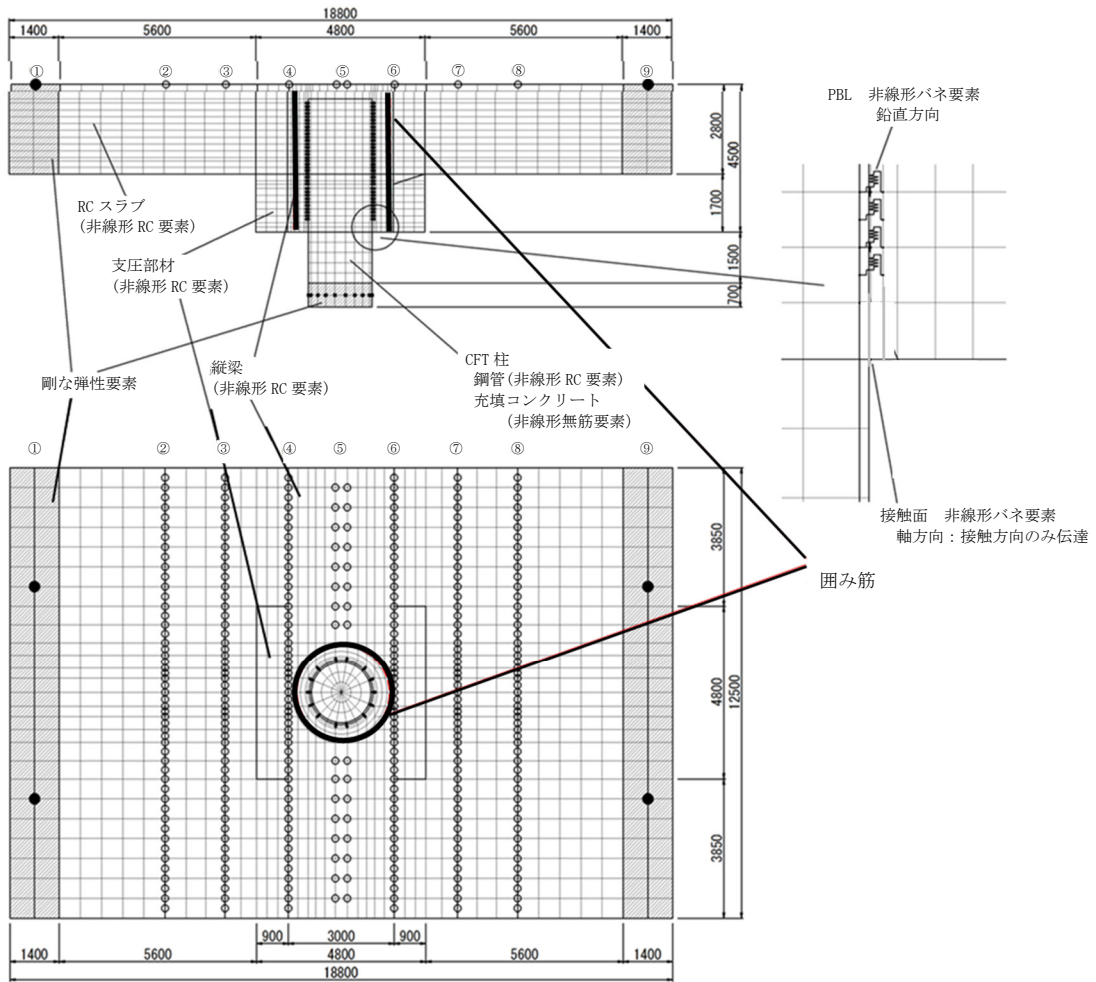


図-6.3.2 T字構造 FE モデル要素分割

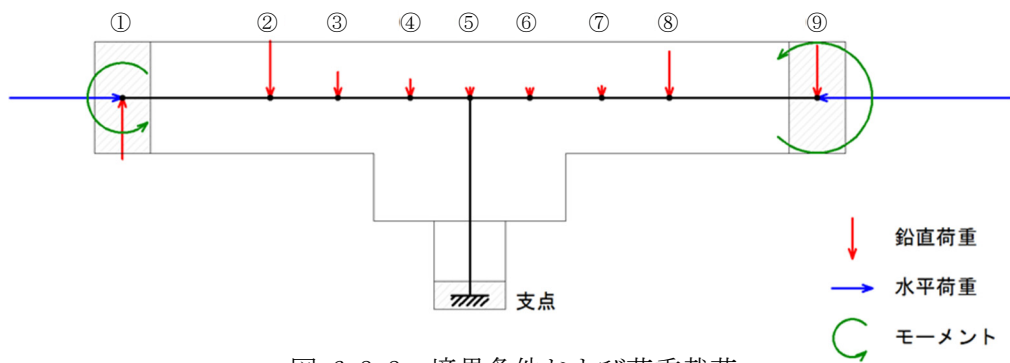


図-6.3.3 境界条件および荷重載荷

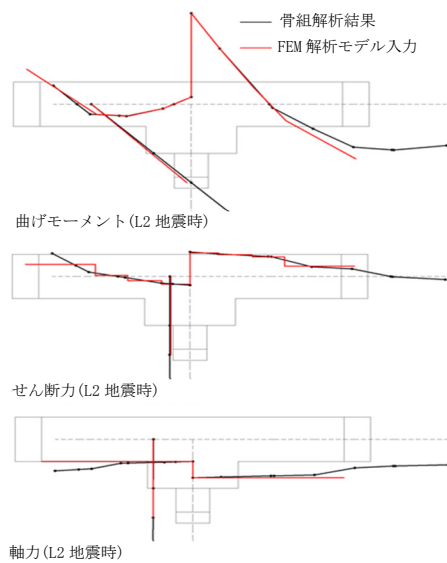


図-6.3.4 全体骨組解析と
FE モデル入力の比較

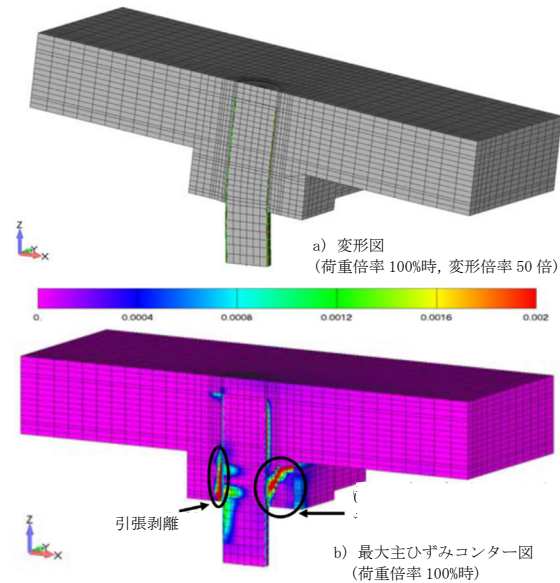


図-6.3.5 FEM 結果
(変形, 最大主ひずみ)

(3) FEM シミュレーション結果

図-6.3.5 に荷重倍率 100% 時の FEM シミュレーション結果を示す。a) 変形図では CFT の曲げにより、支圧部材が水平方向に押出される変形モードが窺がえる。また、b) 最大主ひずみコンタにおいても、支圧部材の水平に押出される側では、せん断ひび割れの発生が見られ、反対側では引張剥離が見られる。しかし、支圧部材は損傷を受けるものの、床版内では損傷の進展は見られない。これは、押抜きせん断破壊面を確保するために設置した支圧部材に、地震時の CFT 柱の曲げの影響による床版の損傷を緩和する機能があることを示唆する。

また、このような損傷の影響を受けても、解析モデル全範囲において CFT 柱が鉛直方向に床版を押抜くような破壊が生じないことも確認できる。なお、荷重倍率 100% を超える載荷ステップでも鉄筋降伏、押抜き破壊は見られなかった。

以上より、支圧部材は押抜きせん断だけでなく、地震時における床版内の損傷を緩和する機能を有することから、本構造においては重要な部材となる。そこで、次項では支圧部材の損傷を抑制する補強方法について検討した。

6.3.2 支圧部材の損傷抑制方法の評価

(1) 支圧部材の補強案の概要

図-6.3.6 に支圧部材の補強パターンを 2 ケース示す。ここでは、Case1 を 6.3.1 で述べた補強なしとして、Case2 では、支圧部材の水平押しに抵抗するため、水平方向にコの字で補強するパターン、Case3 では、せん断ひび割れを効果的に補強するため、囲み鉄筋の位置に鉛直方向に補強するパターンとした。

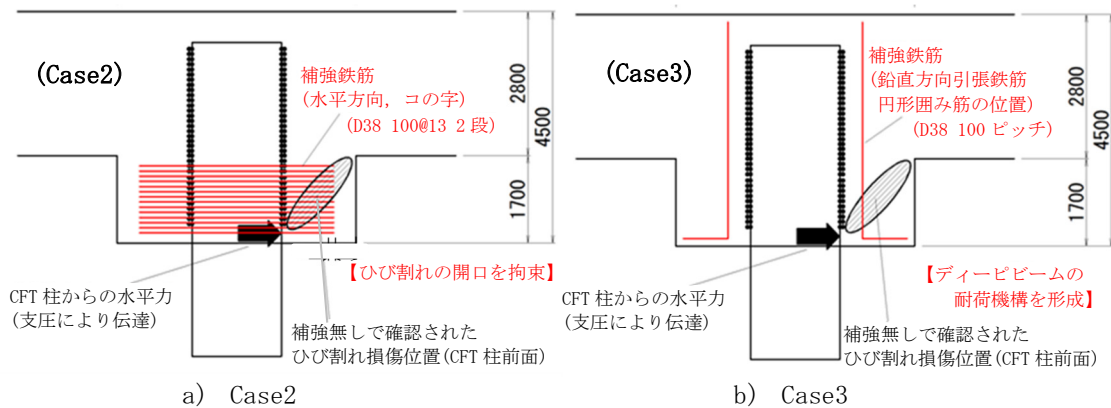


図-6.3.6 支圧部材補強パターン

(2) 支圧部材の補強効果

ここでは、6.3.1で述べた3次元非線形FEMシミュレーションにより、3ケースについて比較検討した。

a) 荷重倍率-変位

図-6.3.7に荷重倍率-変位関係を示す。ここでの変位は、図-6.3.2の①の荷重2点の平均および⑨の荷重2点の平均とした。図より、Case1~3のいずれにおいても、設計荷重160%まで荷重低下はみられなかった。また、Case3はCase2と比べて、応答変位量を抑制する効果があることが確認できる。

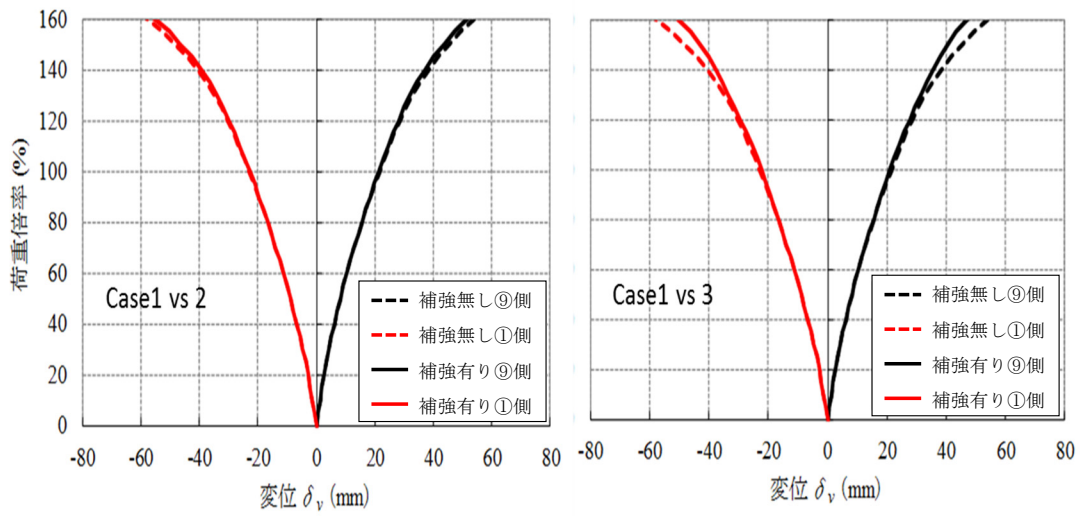
b) 最大主ひずみ

最大主ひずみのコンタを図-6.3.8に示す。図は、コンタレベルを、0~2000 μ の範囲と、0~200 μ の範囲を示している。ここで、コンタレベルの上限は、概ね、2000 μ が鉄筋の降伏ひずみ、200 μ がコンクリートのひび割れひずみに相当する。

図より、支圧部材に発生するせん断ひび割れに対しては、支圧部材内に水平方向コの字形の補強筋を配置したCase2よりも、囲み筋の位置に鉛直方向に補強筋を配置したCase3の方が、支圧部材の損傷を抑制する効果が高いことが確認できる。

c) 鉄筋応力

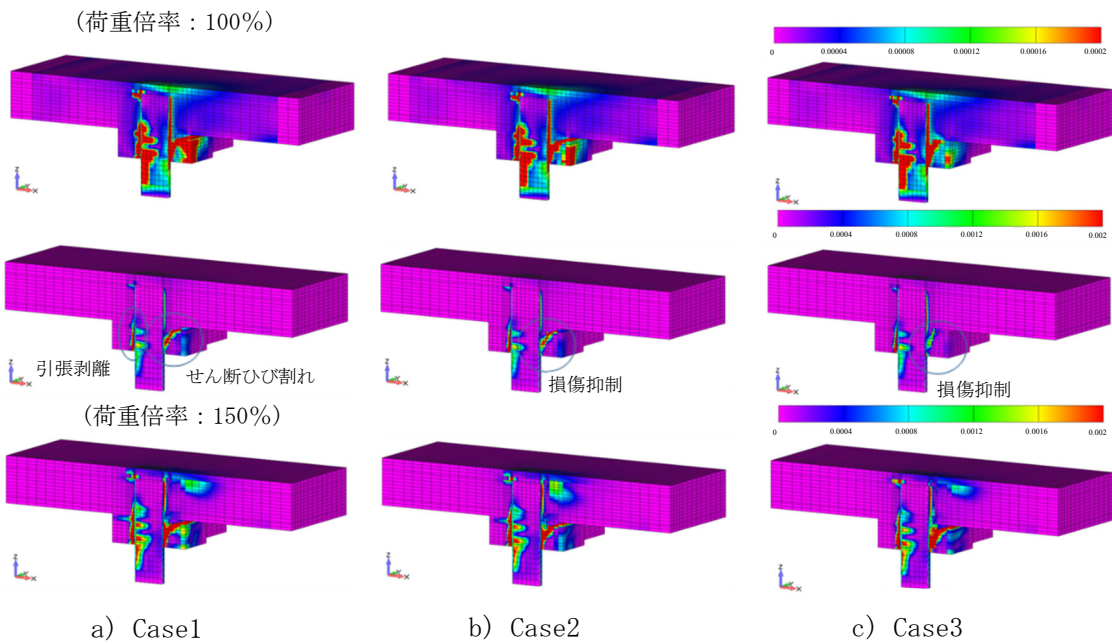
函体縦横断と横断方向の2方向について、鉄筋応力の分布を図-6.3.9示す。図より、荷重倍率100%時において、床版内および支圧部材内の鉄筋の降伏はみられなかった。縦梁および床版上鉄筋の降伏が見られないことから、CFT柱の鉛直方向の床版押抜きは発生していないことも確認できる。なお、荷重倍率100%を超える荷重ステップでも鉄筋降伏、押抜き破壊は見られなかった。



a) Case1-Case2

b) Case1-Case3

図-6.3.7 解析結果 (荷重倍率-変位関係)



a) Case1

b) Case2

c) Case3

図-6.3.8 解析結果 (最大主ひずみコンター図)

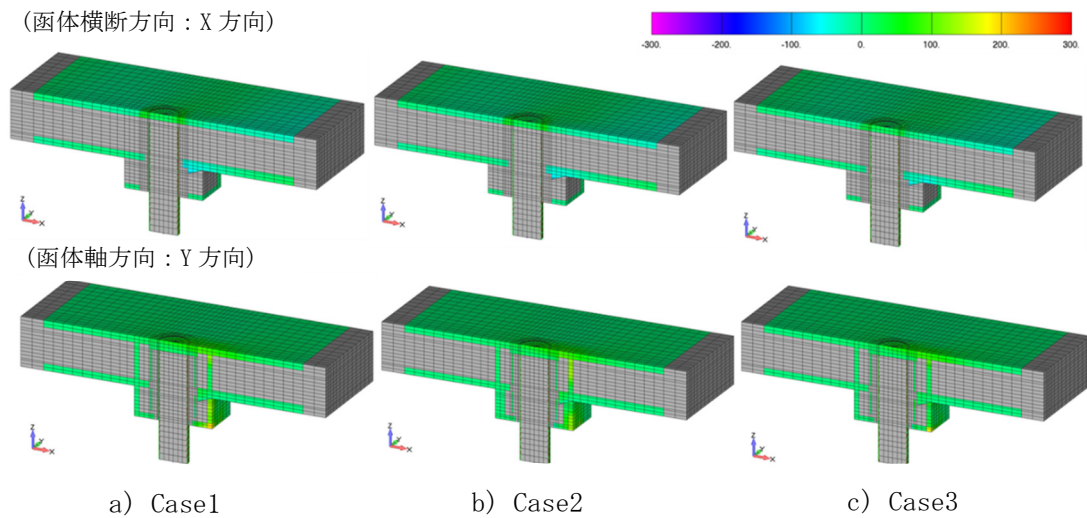


図-6.3.9 解析結果（鉄筋応力コンター図 N/mm^2 ）荷重倍率 100%

6.3.3 孔あき鋼板ジベル（PBL）寄与度の評価

(1) PBL 寄与度の評価の主旨と概要

5章 5.5.2 (4) の中層階での CFT 構真柱と RC 床版の接合（十字構造）の検討結果から、孔あき鋼板ジベル（PBL）の荷重負担率が僅かであることが確認されている。そこで、本項では 6.3.1 および 6.3.2 の FEM で確認されなかった押抜きせん断の発生状況が PBL の有無でどのようになるのか確認することとした。

評価方法は前項までの FEM により、PBL として設定した非線形バネの考慮の有無をパラメータに結果を比較することで実施した。PBL のバネを無視すると、RC 床版と CFT 構真柱との接合は縦梁の下側主鉄筋と CFT 鋼管をつなぐバネのみとなる。その他の FE モデルおよび解析条件は前項までと同様である。

(2) PBL の寄与度評価結果

a) 荷重倍率－変位関係

図-6.3.10 に、荷重倍率－変位関係を示す。図より、PBL を無視した場合に同一荷重倍率における変形が大きく、接合部の剛性が低下していることが確認できる。

b) 変形図

図-6.3.11 に変形図を示す。図示した変形図は、解析から得られた変位を拡大して表示している。図より、PBL を無視した場合には、荷重倍率 75% 時から CFT 柱上端が RC スラブ上面を押し抜こうとする変形が生じていることが確認できる。また、荷重倍率 100～150% では完全に押抜かれる様子が窺える。これは、PBL の付着がないことから、押抜きせん断破壊が CFT 柱上端から進展したものと考えられる。

c) 最大主ひずみ

最大主ひずみのコンタ図を，図-6.3.12に示す．図より，PBLを無視した場合，荷重倍率75%時点においても，床版内の引張ひずみが卓越し，特にCFT柱上端から床版内に斜め引張ひずみが大きく出ている．一方，PBLを考慮した場合は荷重倍率100%においては，床版内においても斜め引張ひずみは発生していない．しかし，PBLを考慮した場合でも，荷重倍率150%程度となると，RC床版上面のひび割れが発生している．変形図でも見られたように，PBLを無視した場合はCFT柱上端からRC床版上面を押抜く状況が見受けられる．

d) 鉄筋応力

鉄筋応力のコンタ図を，図-6.3.13～図-6.3.14に示す．函体横断方向（X方向）と函体縦断方向（Y方向）について，鉄筋応力の分布を示す．図より，PBLを考慮したケースでは，荷重倍率100%時においては鉄筋降伏に至っていないが，PBLを無視したケースでは，CFT柱上端周辺や支圧部材内に鉄筋降伏が見られる．

e) ずれ止めのせん断力とずれ変位分布

高さ方向のPBLずれ変位およびせん断力の分布を，PBLを考慮したケースについて，図-6.3.15に示す．図より，いずれも荷重倍率100%時において，PBLのせん断耐力には到達していない．荷重倍率150%時では，支圧部材のコンクリート損傷も進展し，その範囲のPBLのずれ変位もせん断力も低下していることが見受けられる．

以上より，本接合部（T字構造）において，ここで設定したFEモデルでのPBLの寄与度は大きく，5.6.3の十字構造における解析と同様の結果となった．しかし，5.5.2（4）の実験ではPBLの貫通鉄筋に生じるひずみの値は小さく，結果，曲げ分担量が小さいことが分かっている．これは前述したとおり，解析ではPBLバネが感度良く効くのに対し，試験においては，上下の外ダイアフラムに挟まれたコアコンクリートが一体となって挙動し，PBLとコアコンクリートの相対ずれ変位が生じなかったためと推察され，解析において，PBLをバネモデルで評価した場合，接合部の耐荷力を適切に評価出来ない可能性がある．したがって，T字構造をPBLに過度に期待しない構造への改善およびそれを評価するためのモデル化の変更を検討する．ここで，①T字構造内でのPBLの効果が不明であることから，PBLに期待しない，②外ダイアフラムの支圧効果に期待し，それをより発揮させるため，PBL鋼板をダイアフラムの補剛材として強化機能させる，③縦梁とCFTの一体化を確実にすることで，構造として冗長性を持たせることを構造の改善点とする．

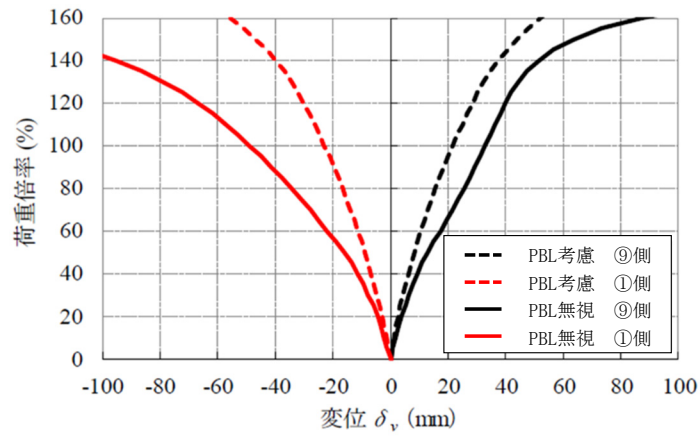


図-6.3.10 評価結果（荷重倍率－変位関係）

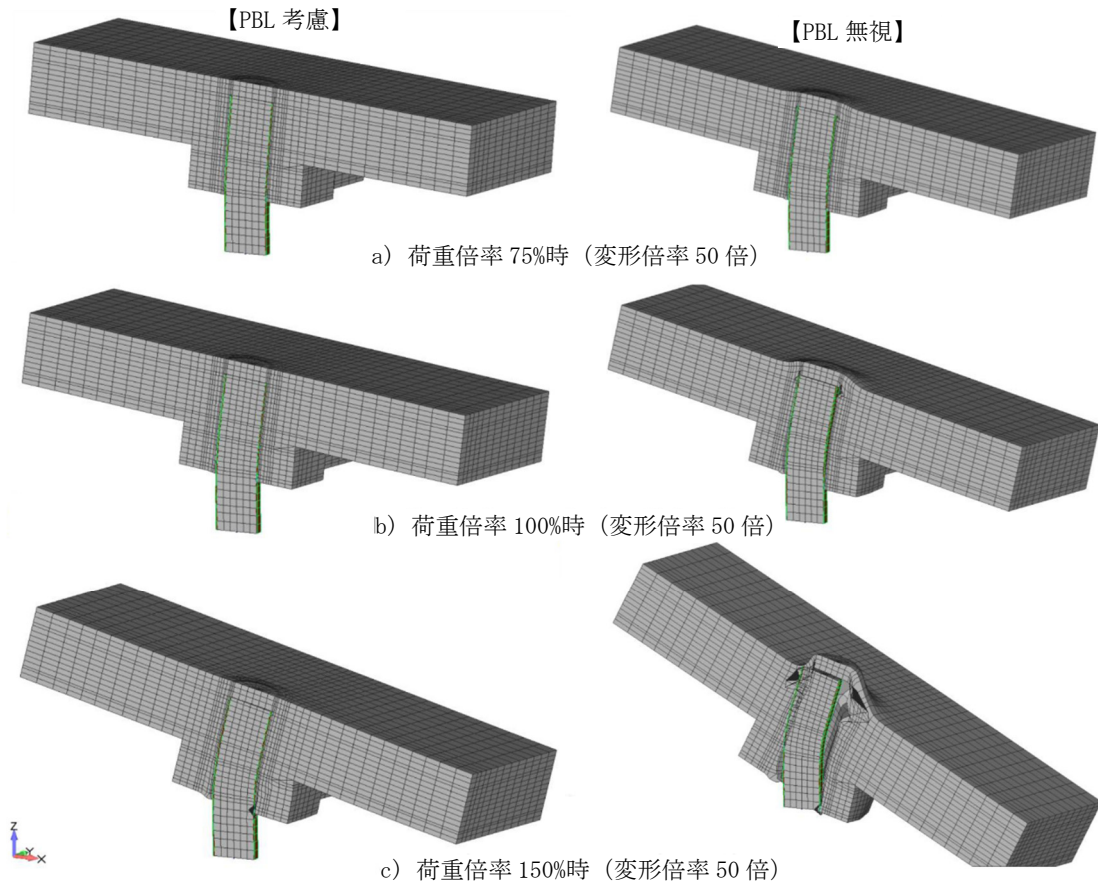


図-6.3.11 評価結果（変形図）

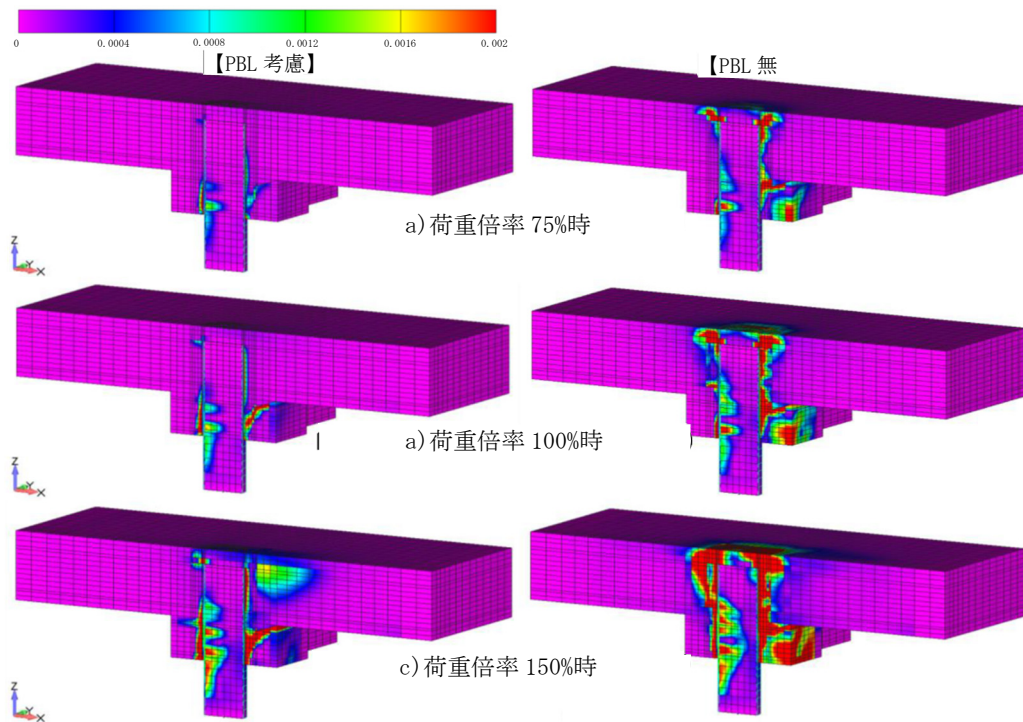


図-6.3.12 評価結果 (最大主ひずみ)

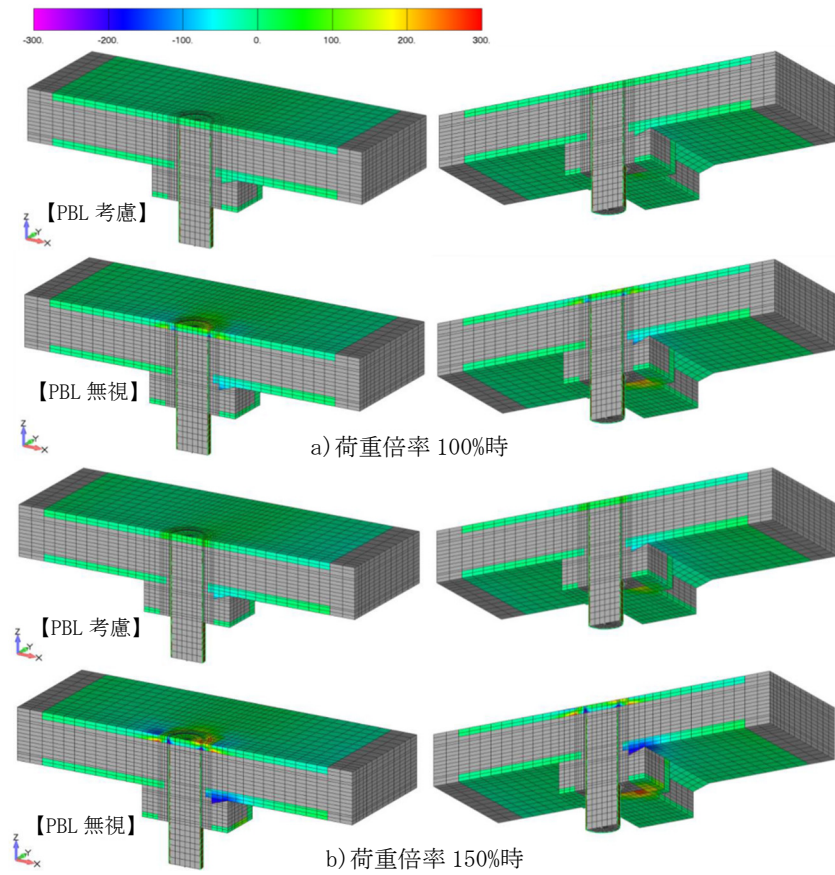


図-6.3.13 評価結果 (鉄筋応力 X 方向 · N/mm²)

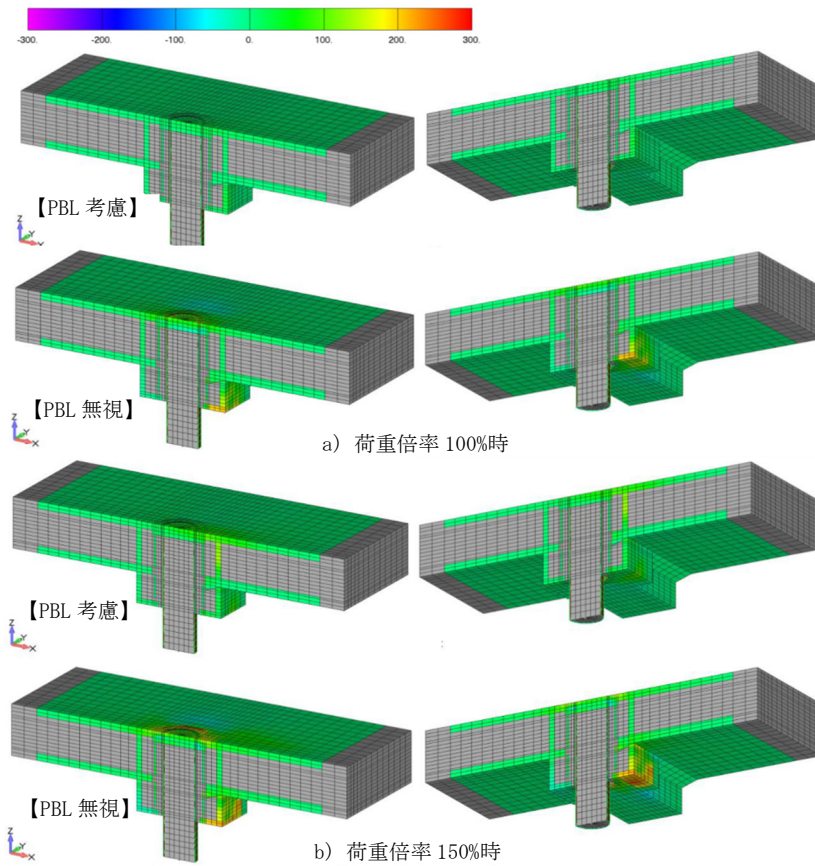


図-6.3.14 評価結果（鉄筋応力 Y 方向・ N/mm^2 ）

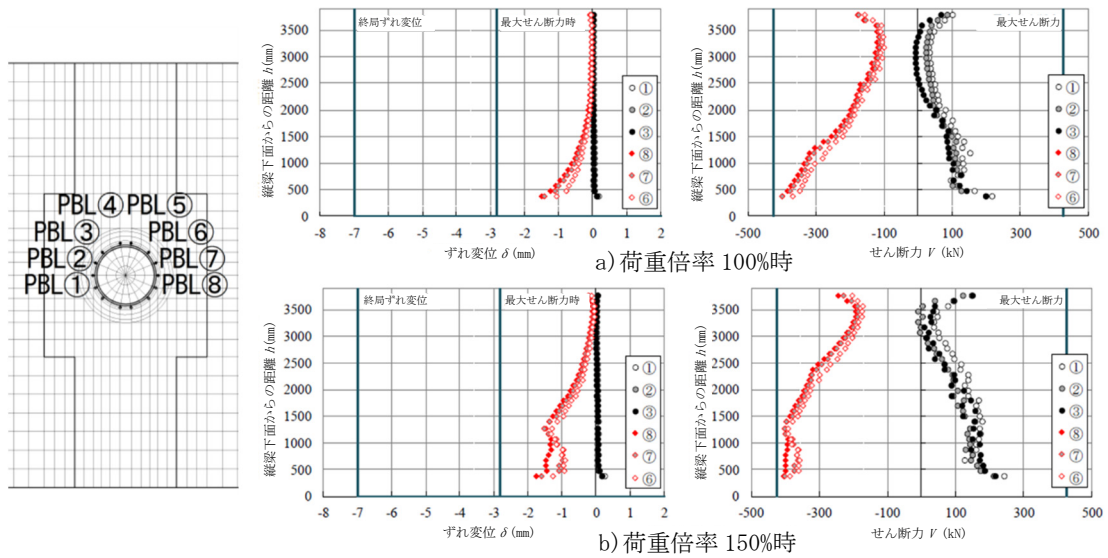


図-6.3.15 PBL のずれ変位とせん断力分布図

6. 4 押抜きせん断破壊リスクを軽減する構造の提案と検証

6.3の結果からPBLの効果を過大評価する恐れがあり、T字構造およびそれを評価するためのモデルを改善した。改善のポイントとして、6.3で述べた、①T字構造内でのPBLの効果が不明であることから、PBLに期待しない、②外ダイアフラムの支圧効果に期待し、それをより発揮させるため、PBL鋼板をダイアフラムの補剛材として強化機能させる、③縦梁とCFTの一体化を確実にすることで、構造として冗長性を持たせることを取り入れた。

6.4.1 改善提案したT字構造の概要

図-6.4.1に構造の詳細を示す。6.3の構造との相違点は下記の通りである。なお、PBLの耐荷機構としての効果は評価しないものの、鋼管との付着に対してより冗長性を高めることから、設置はすることとした。

- a) 縦梁上主鉄筋は外ダイアフラムを介してCFT鋼管に接続
- b) CFT柱区間の上床版上主鉄筋は、柱間隔の長大化に伴い多段配置となる縦梁上主鉄筋との干渉回避のため、CFT鋼管と非接続とし、CFT鋼管側面で折り曲げ、CFT柱埋込み部の囲み鉄筋内側に定着させる。また、非接続となる床版鉄筋に相当する分を開口補強として斜めに配置し、縦梁に応力を伝達させる。
- c) PBLには補強リブとしての機能も期待し、外ダイアフラムと溶接で一体化することとした。特に、縦梁方向は、大きなせん断力が作用することが想定され、PBL高さを大きくした。

6.4.2 改善提案した実物T字構造の3次元非線形FEM

本項では、改善した実物T字構造の地震時および常時について、FEMによるシミュレーションを実施し、安全性を検証した。特に、支圧部材による上床版損傷の緩衝機能を把握するために、設計荷重作用時における上床版と支圧部材の損傷状態について検討した。ここでは、地震時のCFT柱の曲げ作用に伴い、上床版および支圧部材が水平方向に押し出されることによる損傷を想定している。また、そのような損傷を受けても、CFT柱が鉛直方向に上床版を押し抜くような破壊が生じないことも確認する。そこで、実構造物において、地震時にCFT柱の軸方向力が最大箇所（Case1）、地震時にCFT柱の水平方向力が最大箇所（Case2）と常時のCFT柱の軸力最大箇所（Case3）を解析対象とし、実際の諸元を考慮したプッシュオーバー解析を実施した。

(1) 改善提案した実物T字構造のモデル化

a) FEメッシュ

解析モデルの要素分割図を図-6.4.2に示す。モデルの要素はRC上床版およびCFT柱についてはソリッド要素を用いる。接合部のPBLおよび外ダイアフラムは非線形シェル要素でモ

モデル化した。ただし、PBLの面外方向の荷重伝達は考慮していない。CFT柱の外ダイアフラムに接続される、縦梁軸方向鉄筋の接続部は非線形バネ要素でモデル化した。上床版コンクリートとCFT鋼管および外ダイアフラムの接触面には、接触方向のみ荷重伝達する剥離現象と、摩擦係数0.5としたせん断方向の荷重を伝達する境界要素を設けている。ただし、PBLずれ止めは設定しない。

RC上床版のモデル化範囲は、6.3.1(2)a)と同様に縦梁方向にCFT柱間隔12.5m、縦梁直角方向は、支圧部材前面から押抜きせん断破壊による破壊領域が確保できるよう、床版厚2.8mの2倍の範囲(5.6m)とした。これらの範囲は、非線形RC要素によりモデル化した。CFT柱のモデル化範囲は、地震時の断面力分布において、曲げモーメントが0となる高さを目安に、支圧部材下面から1.85mの高さの節点を拘束できるよう設定した。

b) 材料構成則と材料特性値

6.3.1(2)b)と同様とした。

c) 境界条件および荷重条件

境界は、CFT柱の節点の変位を拘束する(図-6.3.3)。解析モデルへの載荷荷重は、函体全体を対象にした2次元の骨組み解析から得られた地震時の断面力の分布を再現するように、図-6.4.2に示した①～⑨の載荷点に荷重を載荷する。このとき、RC床版内の曲げモーメント分布およびせん断力分布を再現できるよう、載荷点①と⑨に曲げモーメント、載荷点①～⑨に鉛直荷重を載荷する。RC床版の軸力は、CFT柱から左側と右側でそれぞれ一定とし、①と⑨に水平荷重を載荷する。

図-6.4.3にCase1～3それぞれについて、2次元骨組み解析結果の断面力分布と、FEM解析モデルに対する載荷荷重による断面力分布を重ねて示した。なお、FEM解析モデルにおいては、載荷点①～⑨への載荷荷重を、図-6.4.2に示した位置に分散させて載荷している。載荷点①と⑨は、剛な弾性要素上への載荷であるため、荷重を集約して載荷している。このとき、モーメント荷重は偶力に変換し、軸力成分と合わせて、床版の上下縁の節点に載荷している。載荷点②～⑧への鉛直荷重の載荷は、非線形のRC要素上への載荷となるため、分散させて載荷している。このとき、載荷点⑤においては、CFT柱直上への載荷は、そのまま柱の軸力となるため、柱直上を除いた範囲に載荷した。

載荷のステップについて、実際は常時状態から地震時状態へ推移するのだが、ここでは、想定している地震時状態の断面力分布を基準(100%)として、荷重倍率を上げることで漸増載荷する。

(2) FEMシミュレーション結果

a) 荷重倍率-変位

図-6.4.4に、荷重倍率-変位関係を示す。ここでの、変位は図-6.4.2の①の載荷2点の

平均および⑨の荷重 2 点の平均とした。変位はいずれのケースにおいても、荷重倍率 100% までは、剛性の変化は小さい。図-6.4.4 の地震時 (Case2:CFT 柱の水平力最大) の荷重倍率 140%における急激な変位の増加は、CFT 柱の降伏に伴うものである。また、図-6.4.5 に各ケースの荷重倍率 100%時の変形図を示す。図より Case2 では、CFT 柱の曲げによる影響で支圧部材が CFT 柱からの水平方向の押込みによる変形を受けていることがわかる。Case1 にも見受けられるが、Case2 ほど顕著でない。また、各ケースとも、鉛直方向の押抜き変形は見受けられない。

b) 鉄筋および外ダイアフラムのひずみ

上床版軸方向と直角方向、鉛直方向の 3 方向について、荷重倍率 100%時の鉄筋応力の分布を図-6.4.6 に示す。図より、上床版内および支圧部材内の鉄筋の降伏はみられなかった。また、縦梁の上側主鉄筋の降伏も見られないことから、CFT 柱の鉛直方向の床版押抜きは発生していないことも確認できる。

外ダイアフラムのひずみも降伏に達していないことも確認している。

c) コンクリートの損傷

構造部材中のコンクリート材料の損傷に関する評価指標として用いる偏差ひずみ第 2 不変量 $\sqrt{J^2}$ と、正規化累加ひずみエネルギー W_n の算出結果を示す。これらの材料損傷指標は、土木学会コンクリート標準示方書 [設計編]³⁾ および複合構造標準示方書 [設計編]⁴⁾ に非線形有限要素解析による部材照査を行う際の指標として示されているものである。偏差ひずみ第 2 不変量 $\sqrt{J^2}$ は、曲げひび割れ開口・斜めひび割れ発生等の引張損傷を評価できる指標であり、正規化累加ひずみエネルギー W_n は、コンクリートの圧縮損傷を評価できる指標である。なお、これらの指標は、要素寸法等による依存性を回避するため、重み付き平均を行ったうえで用いている。本検討では、要素の平均寸法 345mm に対し、平均化半径 150mm の球の領域で重み付き平均を行っている。なお、要素分割については、着目箇所である接合部内の要素分割数を多くしており、この範囲の平均寸法は、250mm 程度である。

ここでは、支圧部材周辺の領域を対象に、荷重倍率 100%時の損傷指標のコンタを、図-6.4.7 に示す。損傷指標の限界値として、偏差ひずみ第 2 不変量 $\sqrt{J^2}$ については $\sqrt{J^2}=0.001$ 、正規化累加ひずみエネルギー W_n については、 $W_n=0.0015$ とされている。

図より、損傷指標の最大値は、Case3 を除いて地震時の Case1, 2 では荷重倍率 100%において、損傷指標の限界値を超過している。また、偏差ひずみ第 2 不変量 $\sqrt{J^2}$ の示すひび割れ分布は支圧部材下端と CFT 柱の境界から斜め 45° 方向に支圧部材上方に進展している。この状況は Case2 で顕著であり、その分布に沿って限界値を超えている部分も確認できる。ただし、この分布は支圧部材範囲に留まり、上床版内部までは進展していないことも確認でき、上床版内部で限界値を超えるところはない。さらに、どのケースにおいても、上床版の範囲で鉛直方向に押抜くような損傷の傾向が見られないことから、改善提案した CFT 柱と RC 上

床版接合構造は、押抜き破壊の可能性がないことが確認できた。

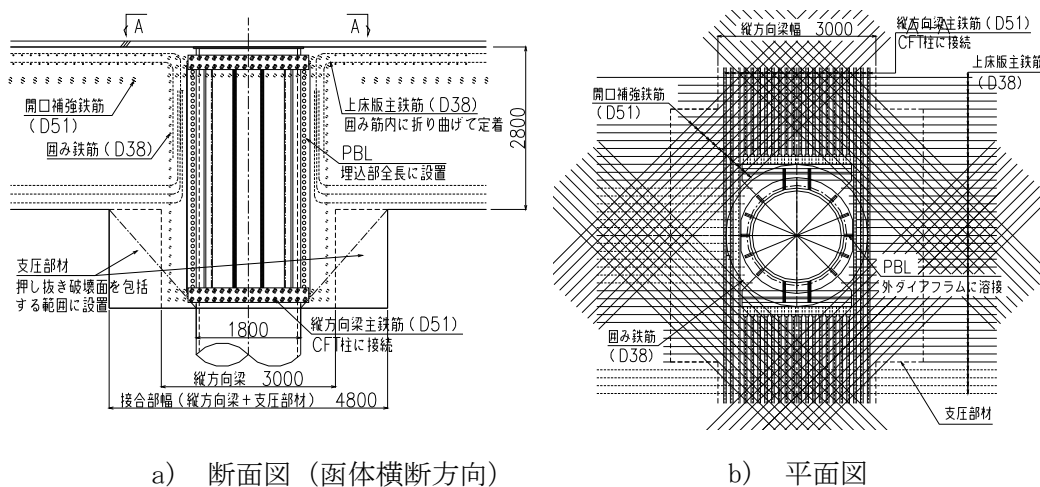


図-6.4.1 改善提案した T 字接合構造の概要 (単位 : mm)

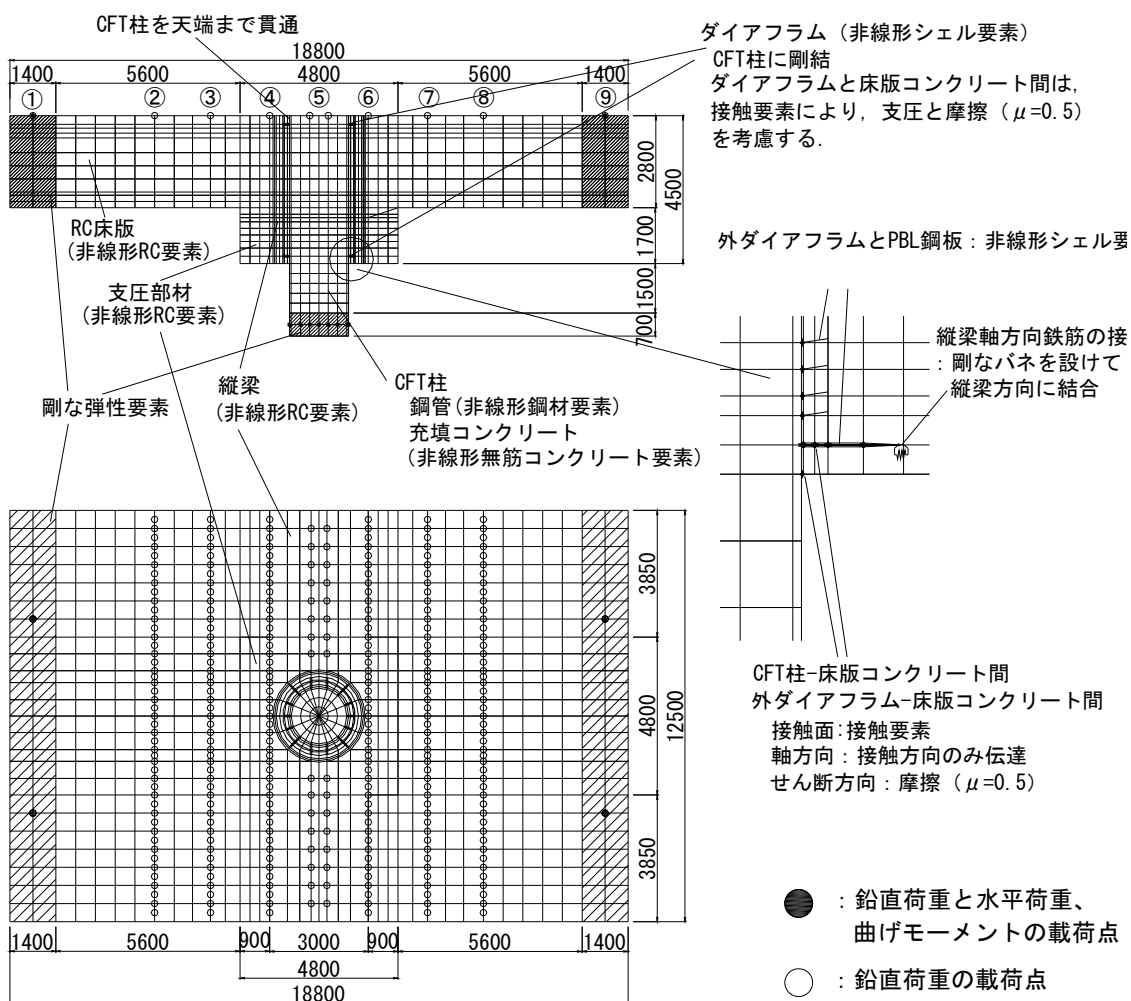


図-6.4.2 改善提案した T 字接合構造の FE モデル (単位 : mm)

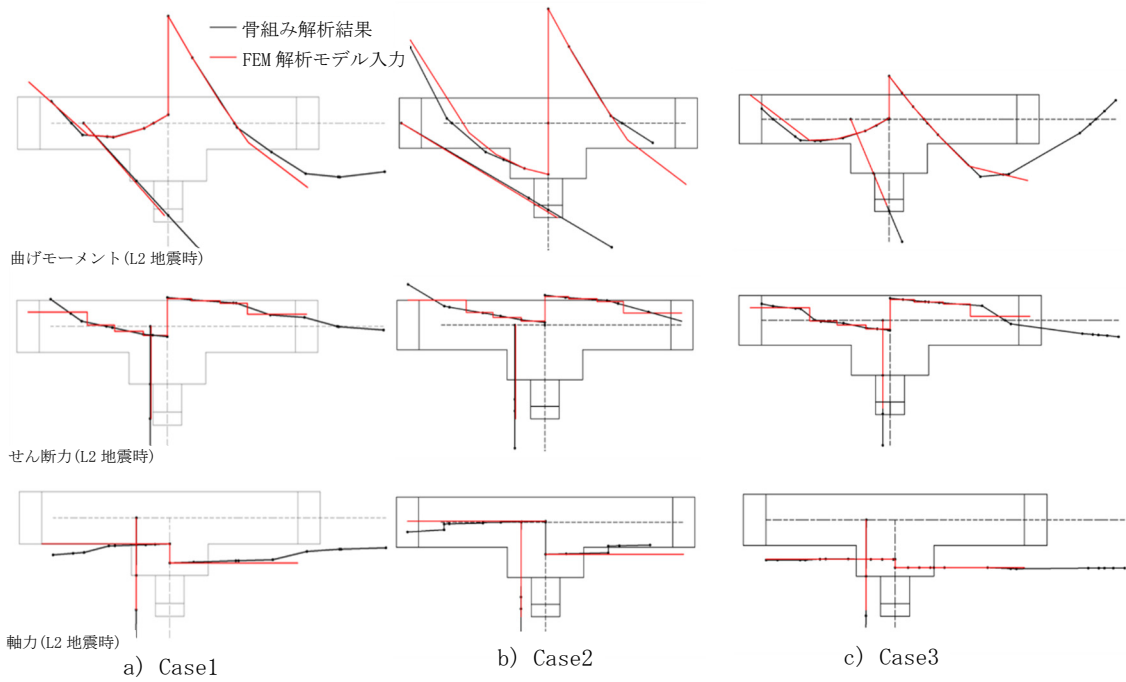


図-6.4.3 全体骨組解析と FE モデル入力の比較

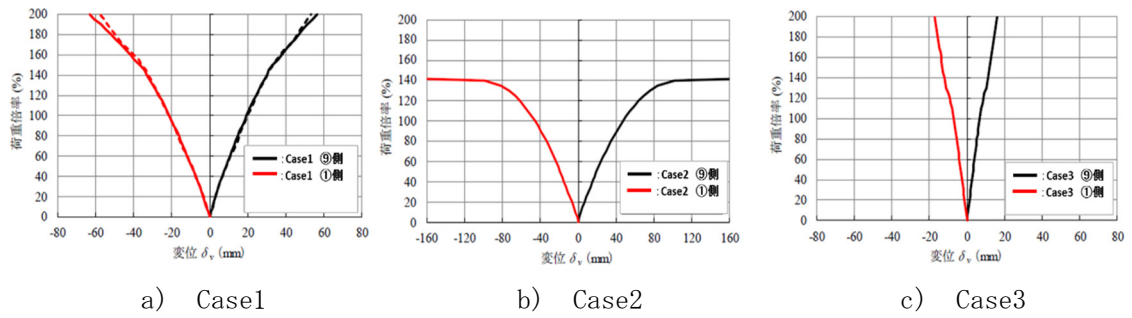


図-6.4.4 荷重倍率-変形関係

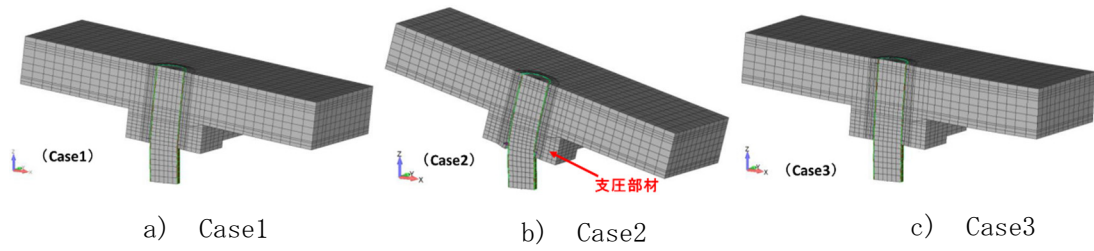


図-6.4.5 変形図 (荷重倍率 100%)

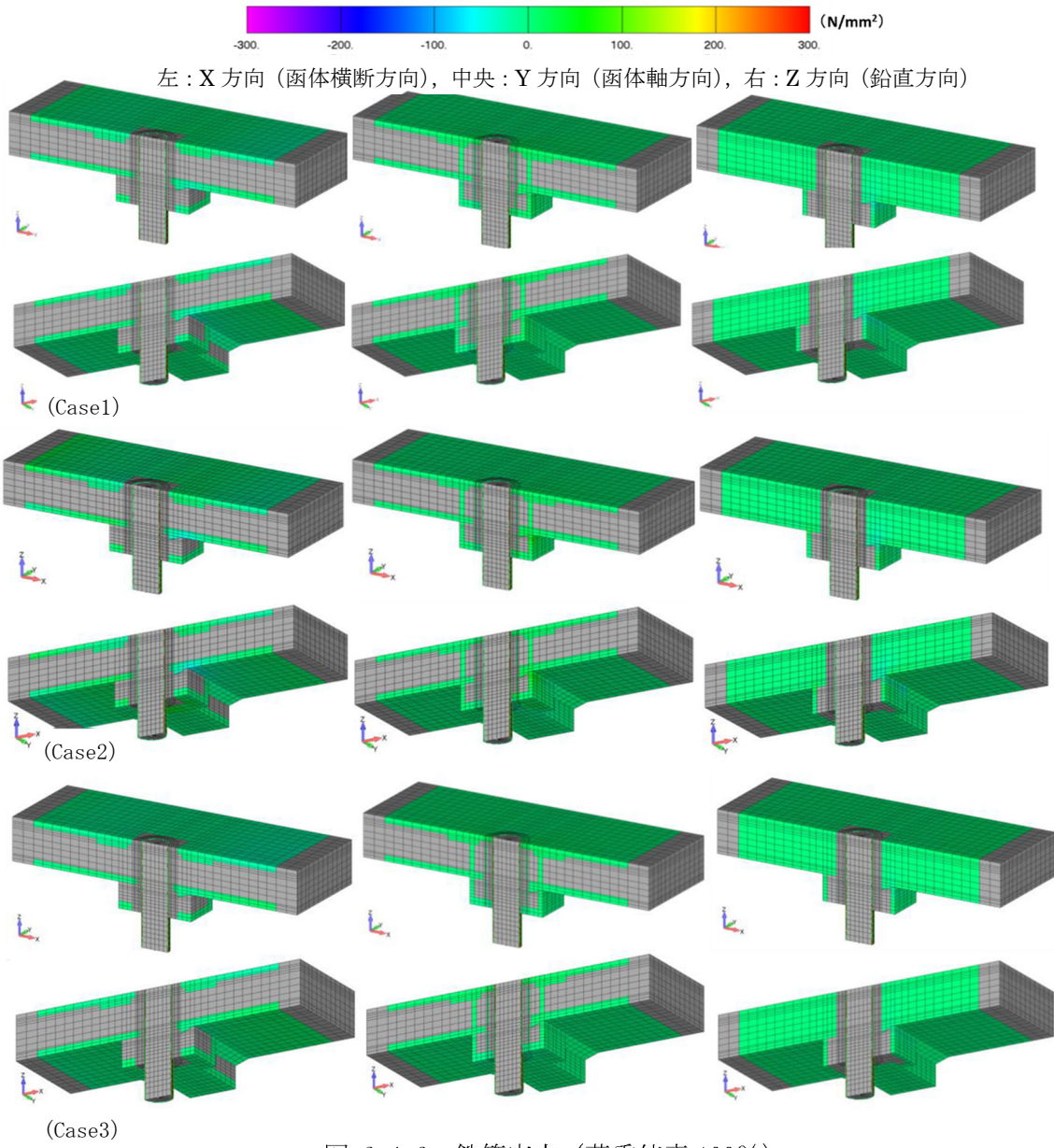


図-6.4.6 鉄筋応力 (荷重倍率 100%)

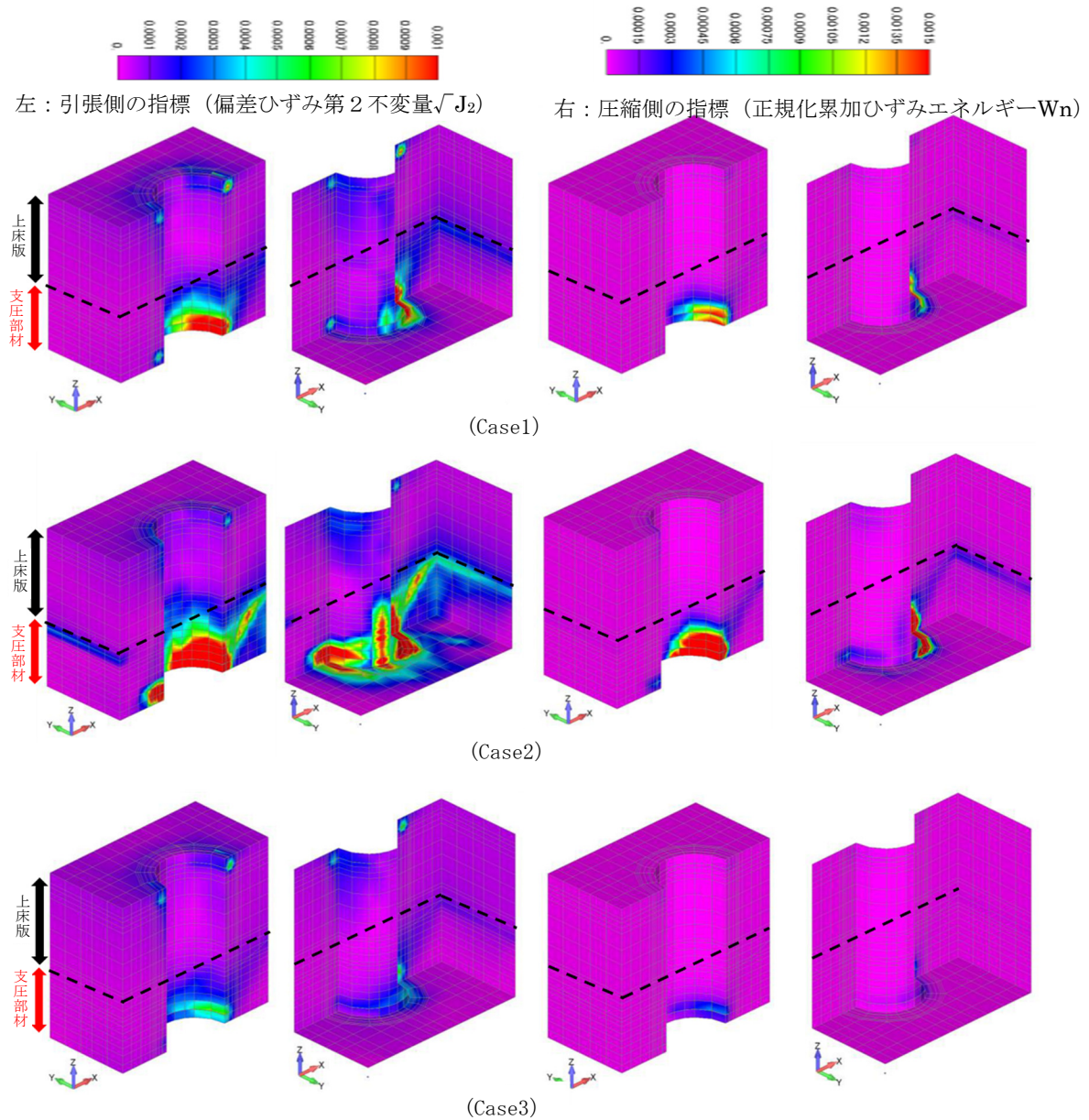


図-6.4.7 損傷指標のコンタ図（荷重倍率100%）

6.4.3 改善提案した実物T字構造の耐荷性能の評価

ここでは、5.6.4で提案した接合部耐荷性能の評価法を用いて、CFT柱とRC上床版接合部が所定の耐荷性能を有しているかを評価する。なお、図-6.4.4、図-6.4.5に示したとおり、Case2の荷重ケースが最も変形が大きく、さらに図-6.4.7より、コンクリートの損傷程度も大きいため、接合部耐荷性能の評価は、Case2を対象とする。

(1) 変形の支配部材の特定

図-6.4.8に、CFT鋼管の引張ひずみ、およびCFT充填コンクリートの圧縮ひずみの履歴を

示した。図に示すとおり、荷重-変位において、剛性低下している荷重領域で、CFT鋼管の引張ひずみが急増しており、かつCFT充填コンクリートの圧縮縁のひずみが圧縮強度に対応するひずみ（一般に0.002とされ¹⁾、解析で設定した ϵ'_{peak} ）に達しており、十字接合部と同様にCFT柱が最大耐力相当に達していることがわかる。また、図-6.4.9のようにCFT柱の変形が大きく、これに伴い載荷位置での変位が急増している。このことから、T字接合部の荷重変形はCFT柱が支配部材であることがわかる。

（2）接合部の損傷範囲と程度

・CFT鋼管および外ダイアフラムのひずみ

図-6.4.10にCFT鋼管の主ひずみコンター図を示す。図に示すとおり、荷重倍率100%では降伏ひずみに達しておらず、荷重倍率140%で最外縁から45°方向の範囲で降伏に達している結果となった。

図-6.4.11に外ダイアフラムの応力コンター図を示す。外ダイアフラムは、荷重倍率140%においても降伏ひずみに達していないことが確認出来た。

・上床版および縦方向梁鉄筋のひずみ

上床版軸方向と直角方向の2方向について、荷重倍率100%および荷重倍率140%の鉄筋応力コンターを図-6.4.12に示す。図より、上床版および支圧部材内に配置した囲み鉄筋、開口補強鉄筋等の降伏はみられなかった。また、上床版および縦梁の鉄筋の降伏も見られない。

・接合部内コンクリートの損傷

偏差ひずみ第2不変量 $\sqrt{J^2}$ と、正規化累加ひずみエネルギー W_n の算出結果を示す。本検討では、平均化半径150mmにより重み付き平均を行っている。

ここでは、図-6.4.13に示す支圧部材周辺の領域を対象に、荷重倍率100%および140%の損傷指標のコンターを、図-6.4.14に示す。図に示すとおり、損傷指標の最大値は、荷重倍率100%において、限界値を超過している。また、偏差ひずみ第2不変量の示すひび割れ分布は支圧部材下端とCFT柱の境界から斜め45°方向に支圧部材上方に進展しており、その分布に沿って限界値を超えている部分も確認できる。ただし、この分布は支圧部材範囲に留まり、上床版までは進展していないことも確認でき、上床版内で限界値を超えるところはない。一方、正規化累加ひずみエネルギー W_n の限界超過位置は、支圧力の伝達が行われる、下ダイアフラムの上面位置に集中し、他への進展は軽微であることが確認できる。さらに、荷重倍率100%から140%まで荷重が増加してもコンクリートの損傷はあまり進行していないことがわかる。

支圧部材については、コンクリートは損傷するが、その範囲は支圧部材に留まるため、上床版の損傷に対する緩衝機能が発揮されているものと考えられる。

(3) 接合部の回転剛性

接合部における損傷による剛性の変化を確認するために、図-6.4.15に赤線で示すCFT柱軸線位置と上床版および支圧部材軸線位置の回転角の荷重倍率に対する変化を確認する。なお、回転角は、図-6.4.15中に示す回転角算出位置の節点の変位をもとに算出する。CFT柱と上床版および支圧部材の荷重倍率-回転角および回転角差の関係を図-6.4.16に示す。図に示すとおり、上床版内におけるCFT柱と上床版の回転角差は、荷重倍率100%までは線形に挙動しており、かつRC床版およびCFT柱の回転角と比べて1/5より小さいことがわかる。一方、支圧部材においては、回転角差が荷重倍率100%以前に剛性の低下が始まっている。これは(2)で示した支圧部材におけるコンクリートの損傷(ひび割れ、圧縮破壊)に起因するものと考えられるが、上床版内の回転剛性が確保出来れば、耐荷性能に与える影響はないと考えられる。

以上より、3次元非線形FEMを用いて、5.6.4で提案した評価手法により、CFT柱と上床版接合部の耐荷性能を解析的に評価した。その結果、(1)隣接部材であるCFT柱が接合部の荷重変形の支配部材であること、(2)接合部内の鉄筋および鋼材が降伏に至らないこと、および所定の荷重時にはコンクリートの損傷が局所的であり、荷重の増加によるコンクリートの損傷の進展が軽微であること、(3)接合部の回転角差が所定の荷重時に剛性低下がなく、小さいことが確認でき、提案したCFT柱とRC上床版接合部について、接合部が先行破壊しないと判断でき、想定する地震時の作用に対し、所定の耐荷性能を有していることが確認出来た。

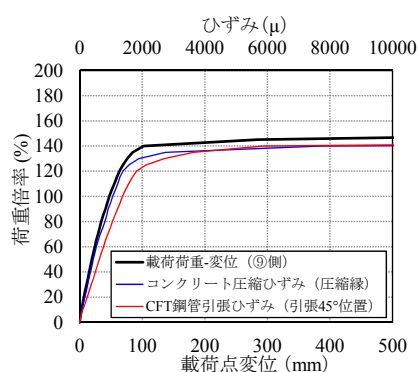


図-6.4.8 コンクリートおよびCFT鋼管ひずみの推移

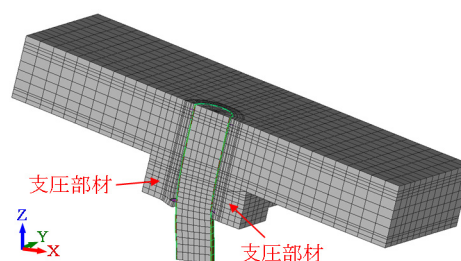
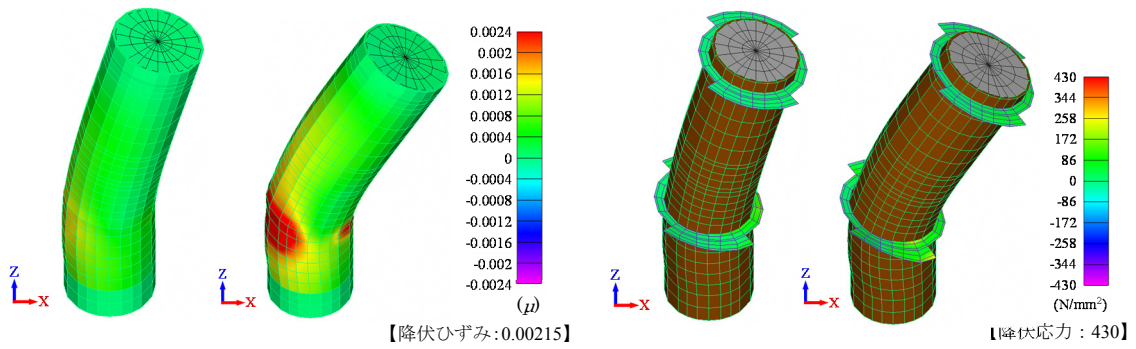


図-6.4.9 荷重倍率100%の変形図(変形倍率50倍)

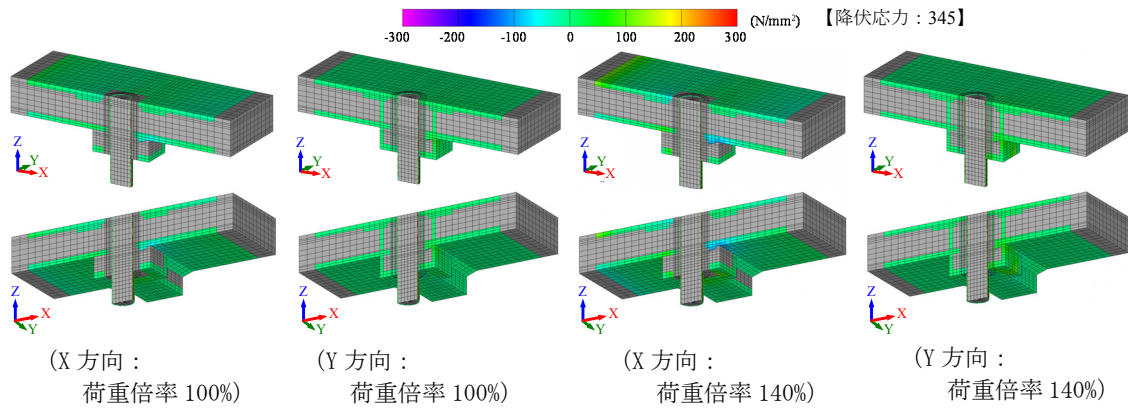


a) 荷重倍率 100% b) 荷重倍率 140%

図-6.4.10 CFT 鋼管の
主ひずみコンター図

a) 荷重倍率 100% b) 荷重倍率 140%

図-6.4.11 外ダイアフラムの
応力コンター図



(X 方向：
荷重倍率 100%)

(Y 方向：
荷重倍率 100%)

(X 方向：
荷重倍率 140%)

(Y 方向：
荷重倍率 140%)

図-6.4.12 鉄筋応力コンター図

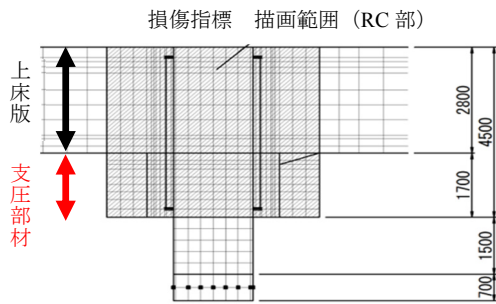


図-6.4.13 損傷指標の描画範囲(単位:mm)

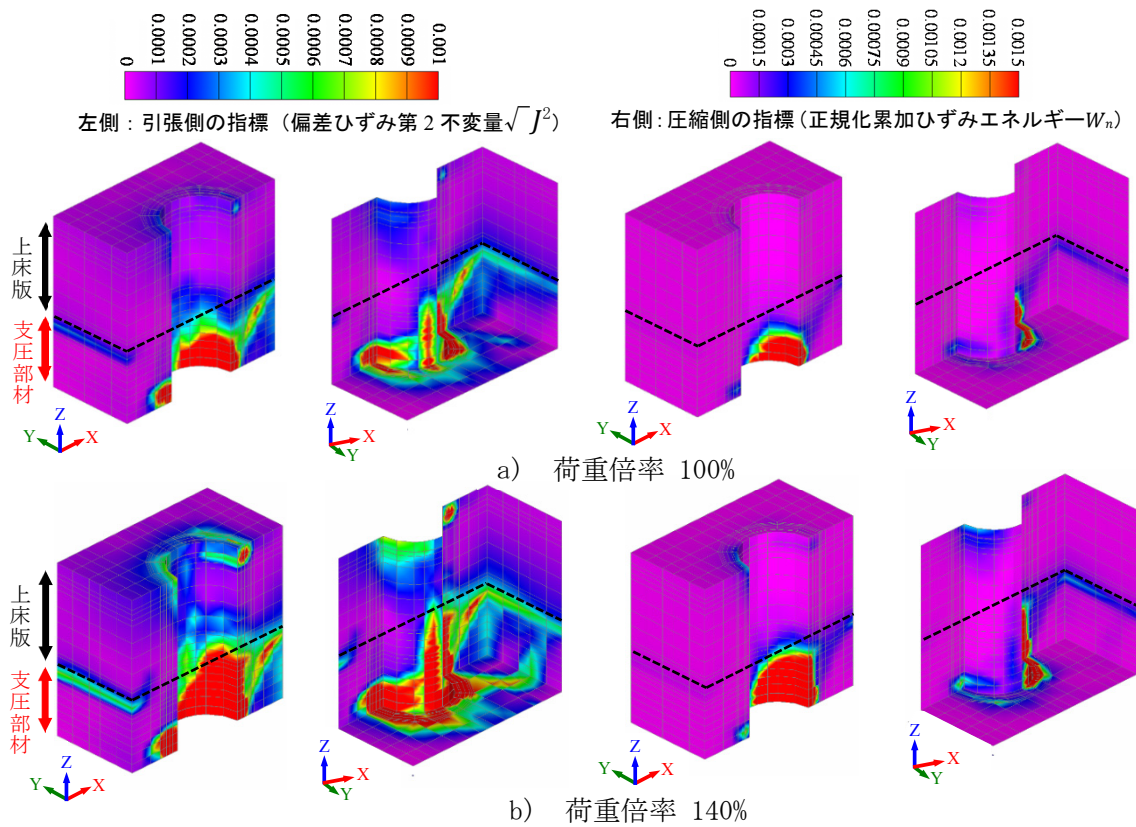


図-6.4.14 損傷指標のコンター図

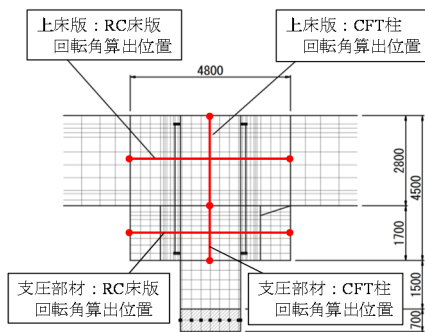


図-6.4.15 接合部の回転角の算出位置

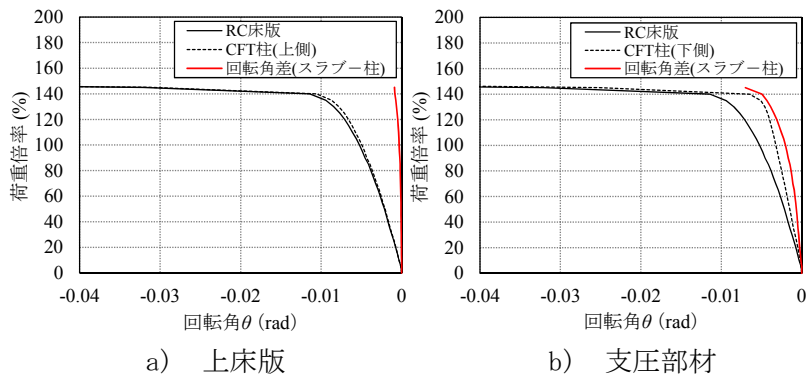


図-6.4.16 荷重倍率-回転角（差）関係

6. 5 第6章のまとめ

本章では、CFT 構真柱の高圧縮軸力の作用に対する、上床版の押抜きせん断および接合部の耐荷性能の評価について、上床版形状（函体縦断方向の縦梁や床スラブ支圧部材）やCFT 鋼管と上床版の接合方法に着目し、3次元線形および非線形FEMを用いて検討した。

その結果、以下の知見が得られた。

- (1) 3次元線形FEMを用いた縦断方向梁を考慮した押抜きせん断破壊線の検討では、床スラブの有効高さ d の $1/2$ の位置における破壊線の平面周長(μ_p)は、縦梁がある場合はない場合に対して15%程度長くなる。縦梁を考慮することで合理的な設計が可能になる。
- (2) 3次元線形FEMを用いた鋼管の埋込み部の剛性による押抜きせん断破壊線への影響検討では、鋼管の先端が床版上側に接近したことで、鋼管を埋込んだ場合、埋込まない場合よりも床版上部の引張応力度が若干大きくなった。また、押抜きせん断の破壊線については、 μ_p が鋼管を埋込んだ影響で若干小さくなる。これは、コンクリートよりも剛性の大きい埋込み鋼管により、応力分散に拘束を受けたためと考えられる。
- (3) 3次元線形FEMを用いた支圧部材幅の破壊線（有効高さ）に対する影響検討では、部材形状に応じた応力の流れ方を踏まえ、押し抜きせん断破壊線について、①縦梁高さ-床版厚 $<$ （支圧部材幅-鋼管径） $/2$ の場合、鋼管の付け根から床版上端まで 45° 方向に、②縦梁高さ-床版厚 $>$ （縦梁幅-鋼管径） $/2$ の場合、支圧部材または縦梁と床版との接合部を通る、 45° 方向の直線で仮定可能であることを確認した。
- (4) 支圧部材幅による押抜きせん断照査の感度分析では、支圧部材幅の照査に与える感度は補強鉄筋の段数を変えるほど高いものと考えられる。このことから、実設計においては、施工性や使用性（レイアウト）の許容される限り、支圧部材幅を大きくすることは、押抜きせん断に対する安全上有利になるといえる。
- (5) CFT 鋼管を床版高さの $3/4$ 程度埋込み、床版上方の縦梁主鉄筋および床版主鉄筋をCFT柱上部で通し配筋、床版下面の主鉄筋を折曲げて囲み鉄筋内に定着、縦梁下主鉄筋をCFT柱と直接繋ぐ構造に対して、地震時の3次元非線形FEMを実施した。支圧部材の損傷はあるものの、床版内の損傷は軽微となり、支圧部材の緩衝効果が確認された。また、支圧部材の補強については、鉛直方向に補強鉄筋を配置するのが有利となった。
- (6) 3次元非線形FEMを用いて、押し抜きせん断耐力の確認のためのプッシュオーバー解析をPBL考慮の有無で比較を行い、解析においては、PBLの寄与度が高いことを確認した。
- (7) 前章の実験ではPBLの寄与度が低いことが判明し、(6)の結果から解析ではPBLを過大評価してしまう恐れがある。そこで、PBLに期待しない、外ダイアフラムの支圧効果をより発揮させる、縦梁上鉄筋とCFTを一体化し、構造的に冗長性を持たせることを改善点として構造を再考し、3次元非線形FEMで押し抜き破壊が生じないこと、提案した接合部耐荷性能の評価法により、接合部が所定の耐荷性能を有していることを確認した。

第7章 構真柱と関連する地下函体の設計上の課題と対応

7. 1 はじめに

本章では、構真柱と関連する地下函体の設計上の技術的課題とその対応方法について述べる。

技術的課題として、①構真柱の作用軸方向力に影響を与える地下函体への各種荷重の設定の妥当性判断、②構真柱の影響を受ける床版断面力の実用的な算定方法の確立がある。

①については、構真柱に作用する軸方向力を算定するに当たり、大規模化する地下函体へ作用する揚圧力（地下水位の変動）、リバウンド、地震時の地盤水平変位による変動軸力など、地下函体への上載荷重以外の荷重も含めて、その感度を分析し、これら荷重の設定の妥当性について述べる。②については、「高圧縮力の持続的作用による CFT 充填コンクリートのクリープによる構真柱の軸変形に伴う床版断面力の増加」「柱間隔の長大化に伴い顕著化する、構真柱を含む函体横断面（柱列帯）と構真柱間の函体横断面（柱間帯）の荷重分担の相違に起因する、3次元的な床版断面力の増加」が考えられる。そこで、これら増加断面力の実用的な算定方法について述べる。

7. 2 構真柱に影響を与える地下函体荷重の設定

本項では、CFT 構真柱の軸圧縮力の要因となる地下函体に作用する各種荷重について、その影響割合を調査し、その安全性の考え方を述べる。

既設駅ビルをアンダーピニングし、逆巻き開削工法で地下駅函体（例：中央新幹線地下駅）を構築する場合、CFT 構真柱を先行施工し、構真柱下端の杭基礎で施工時は荷重を負担することとなる。すなわち、地下函体の構築後も下床版下には杭基礎が存在することとなる。地下函体の鉛直荷重に対する反力は、下床版と構真柱杭基礎の両方で負担するものと考えられるが、どのような割合でそれぞれが負担するかは明確でない。そこで、図-7.2.1 に示すように、下床版支持モデルと構真柱杭支持モデルの両方で検討する。

図-7.2.2 にそれぞれのモデルで検討した CFT 構真柱（B5F, C 列）の軸力の荷重種別割合を示す。図から、どちらのモデルでも地下函体自重、鉛直土圧、駅ビル杭反力、新幹線軌道受けを合わせると構真柱軸力全体の 55～64% となり、影響が大きいことがわかる。事例では、これらを固定死荷重として、算定誤差を考慮して 1 割の安全を見込んでいる。

また、床版積載荷重は 18～20% 程度の影響がある。これは、将来変動の大きい付加死荷重として、2 割の安全を見込んでいる。なお、付加死荷重は地下函体全体の浮き上がりには

安全側の対応として考慮していない。

上載荷重以外では、リバウンドは 13%程度であり、これは、下床版を施工する以前に発生するもので、構真柱にのみ作用するため、支持モデルにはよらない。リバウンドについては、FEM と実測値が整合するとの報告⁶⁾もあることから、安全余裕分としての割増しは考慮していない。なお、リバウンド荷重については、地下函体設計においては、考慮の有無の両パターンで照査を実施している。地震時地盤水平変位による変動軸力は 1%程度であり、偶発荷重として、割増しは考慮しない。さらに、揚圧力はモデルの違いにより、大きく影響が異なる。これは、下床版支持モデルでは、駅ビルおよび函体自重を下床版全体で受けるが、揚圧力はこれと相殺するので、構真柱に入る軸力は軽減される。一方で、構真柱杭支持モデルでは、駅ビルおよび函体自重を構真柱杭で受け、これに下床版に作用する鉛直上向きの揚圧力がそのまま構真柱に入ることになるためである。この揚圧力は静水圧としているので、荷重の算定精度は高いものと判断して、安全余裕分の割増しは考えない。

以上、構真柱の軸力に影響する各荷重について、その影響度合いおよび安全余裕分の割増しの考え方を述べた。なお、地下函体側面に常時作用する土水圧および隣接ビル等の編圧は構真柱の軸圧縮力を緩和する、すなわち、軸引張として作用し、その影響も高々 2%程度である。

本事例のような、重要な都市インフラでは、冗長性、頑健性などの観点から、パーマネントな設計を視野に入れて、事業者として実施可能な限りの配慮を行うべきであると考えられる。

例えば、本事例では、耐用年数を 100 年と設定しているものの、地震動の設定では、再現確率が、この耐用年数をはるかに超えるものもレベル 2 地震として考慮している。その他にも、長期の場合の変動要素として、地下水位が考えられる。

事例の地下函体設計では、表-7.2.1 に示すように、現地で観測された地下水位から、低水位と高水位で検討しており、地下函体の浮き上がり検討では、GL 面を地下水位として設定している。また、津波ハザードマップからは建設地点の津波水位はゼロと想定されているが、ここでは GL+2m と設定して検討を実施した。これらの地下水位、津波水位の変動による地下函体の主な部位への影響について、構真柱杭支持モデルの場合の高水位時の揚圧力+水圧の合計値を 100%とした時の増減比(%)を同じく、表-7.2.1 に示した。これらの増減比(%)は、地下水に関連する荷重として、揚圧力と函体側壁に作用する水圧を合計したものの比率で、他の荷重の影響を考慮していない。構真柱は B5F-C 列、上下床版は断面力が最大となる側壁との接合部付近を対象とした。

表から、地下水が低下する場合は、断面力は軽減され、地下水位が上昇する場合は、断面力は増加する。構真柱の軸力は揚圧力のみでは圧縮となるが、「揚圧力+水圧」の組み合わせでは引張となり、GL 面までの地下水位上昇時では、26%引張軸力が増加する。その他、構真柱の曲げおよびせん断力、上下床版の断面力は、駅ビル杭反力等の死荷重の影響が大

大きく、地下水水位変動の影響は高々8%程度の影響であることを確認している。

なお、浮き上がりは、GL面水位に対して、固定死荷重の90%と自立性の低い地盤と函体との摩擦の30%で均衡するように決定しているが、津波水位に対しては、一時的な偶発作用として、固定死荷重の95%と上記摩擦の30%とで均衡させている。

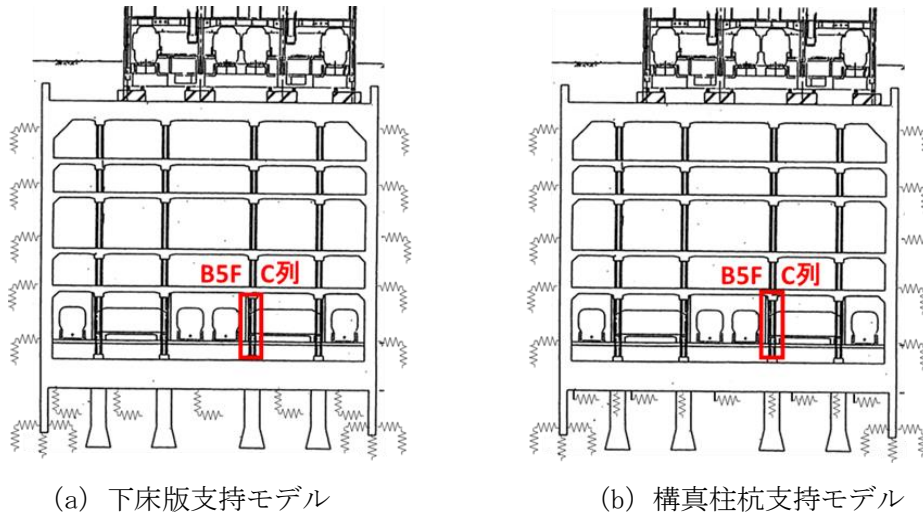


図-7.2.1 地下函体地盤支持モデル

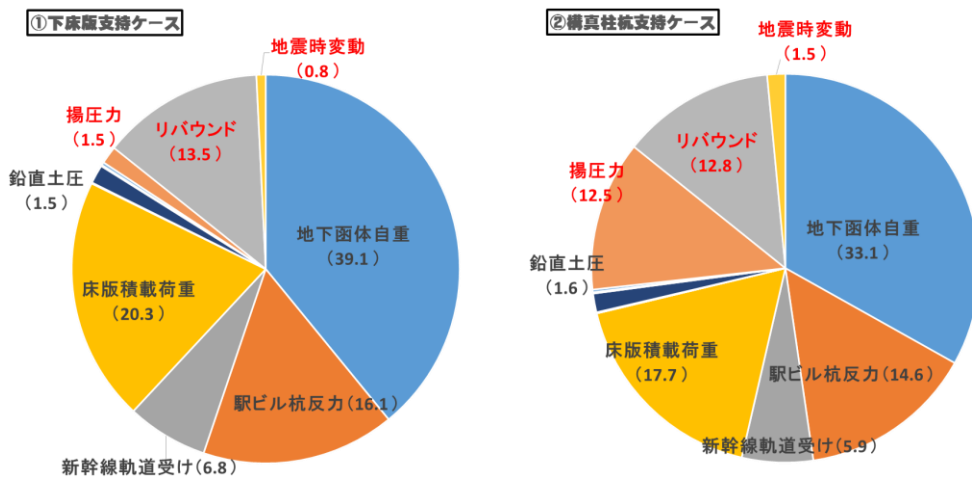


図-7.2.2 構真柱軸力の荷重種別割合 (%) ※図-7.2.1のB5F-C列、高水位の場合

表-7.2.1 地下水変動の影響 (高水位に対する部材断面力の増減比% : 構真柱杭支持)

事象		津波ハザード	GL面	高水位	低水位
TP. (m)		5.3	3.3	0	-1.9
揚圧力 + 水圧	構真柱曲げモーメント	12.9	8.0	-	-4.6
	せん断力	12.9	8.0	-	-4.6
	軸力(引張)	42.0	26.1	-	-15.1
	上床版曲げモーメント	1.6	1.0	-	-0.6
	せん断力	4.3	2.7	-	-1.5
	下床版曲げモーメント	12.7	7.9	-	-4.6
	せん断力	11.8	7.3	-	-4.2

7. 3 構真柱の影響範囲にある床版の断面力算定

7.3.1 クリープによる構真柱の軸変形に伴う床版断面力の増加

CFT 構真柱は、充填コンクリートのクリープにより鋼管が負担する軸力が増加する。そこで、どの程度の影響があるのか試算した。充填コンクリートのクリープを考慮した鋼管の応力算定方法は文献¹⁾による。ここでは、7. 2の検討でも用いた中央新幹線地下駅函体の設計で算出された、常時の B5F C 列の構真柱の断面力を引用した。

下記□に示す条件では、クリープを考慮した場合の鋼管応力はクリープを考慮しない場合よりも、66 (%) 増加する。この増加は、軸圧縮力による影響が 75 (%)、曲げによる影響が 25 (%) となる。このことから、高軸圧縮下での CFT 構真柱の充填コンクリートのクリープの影響は大きいので、実設計にあたり十分検討する必要がある。但し、CFT 構真柱の鋼管厚は一般には、地震時水平力による曲げもしくはせん断の作用で決定されるため、軸圧縮応力には余裕があるものと考えられる。

以下、文献¹⁾による算定を示す。

$$\sigma_s = \frac{N'd}{(A_s + A_c/n(\phi))} + \frac{Md}{(I_s + I_c/n(\phi))} \times (R/2)$$
$$= 237.2 \text{ (N/mm}^2\text{)} < 450 \text{ (N/mm}^2\text{)} = f's_{yd} \quad \dots \text{式 (7.3.1)}$$

f's_{yd}: 鋼管の設計圧縮降伏強度

σ_s: 鋼管の応力度 (N/mm²) ※クリープを考慮しない場合: 142.9 N/mm²

N'd: 作用軸力 (=42802.6 kN)

Md: 作用曲げモーメント (=5386.1 kN・m)

R: 鋼管径 (1500mm)

t: 鋼管肉厚 (30mm)

A_s: 鋼管の断面積

I_s: 鋼管の断面二次モーメント

A_c: 充填コンクリートの断面積

I_c: 充填コンクリートの断面二次モーメント

n: 鋼とコンクリートのヤング係数比 (=E_s/E_c=5.0)

φ: 充填コンクリートのクリープ係数 (=1.1)

$$n(\phi) = n \{ \exp^{\alpha \cdot \phi} + (\alpha - 1) \} / \alpha \quad \dots \text{式 (7.3.2)}$$

$$\alpha = (A_s / I_s) / (A_v / I_v)$$

A_v: 鋼材に換算した合成柱の断面積 (=A_s + A_c/n)

I_v: 鋼材に換算した合成柱の断面二次モーメント (=I_s + I_c/n)

このように、充填コンクリートのクリープにより鋼管に大きな付加圧縮応力が発生すると CFT 構真柱に軸変形が生じることとなる。また、鉄道の設計標準²⁾には、CFT 部材の構造系が施工中と施工後で変化する場合には、充填コンクリートのクリープにより生じる不静定力の影響を考慮する必要があるとなっており、その際、不静定力の影響は、換算ヤング係数比 $n(\phi)$ を用いて計算することとなっている。

中央新幹線地下駅函体の事例では、設計ヤング係数比 ($n=5$)、クリープ係数 ($\phi=1.1$) を用いると $n(\phi)=13$ となり、クリープを考慮しない場合との比較で、上床版と側壁部の接合部付近の曲げモーメントが最大で 1.4 倍程度となる (図-7.3.1)。しかし、充填コンクリートは鋼管で密閉、拘束されていること、充填コンクリートの実剛性は設計よりも大きいことを考慮すると、この影響も緩和されるものと考えられる。以下、これらクリープの影響緩和について考察する。

(1) 鋼管による密閉効果

充填コンクリートは水和反応に伴う自己収縮が発生する。特に、自己充填型の高流動コンクリートを使用する場合、実用上無視できない場合があるとされている³⁾。また、CFT における充填コンクリートの乾燥収縮は無視してよいことが確認されている⁴⁾。これは、充填コンクリートが露出している面積が体積と比較し小さいことが要因とされている。過去の研究事例⁴⁾において、クリープに与える影響においても、自己収縮および乾燥収縮を考慮した全クリープと CFT における密閉状態におけるクリープ (自己収縮のみの影響を考慮した基本クリープ) を比較検討した結果から、基本クリープの全クリープに対する割合は 0.65 程度で、実際の CFT 部材を用いたクリープ試験結果からもそのことが実証されている。

(2) 鋼管による拘束効果 (2 軸応力状態)

鉄道における CFT 部材の設計では、鋼管による拘束効果を考慮したコンクリートの応力-ひずみ曲線を用いて設計することとしている²⁾。ここでは、この応力-ひずみ曲線を用いて、鋼管拘束の有無におけるコンクリートのヤング係数の比較を行う。ヤング係数の定義は JIS A 1149 「コンクリートの静弾性係数試験方法」によった。

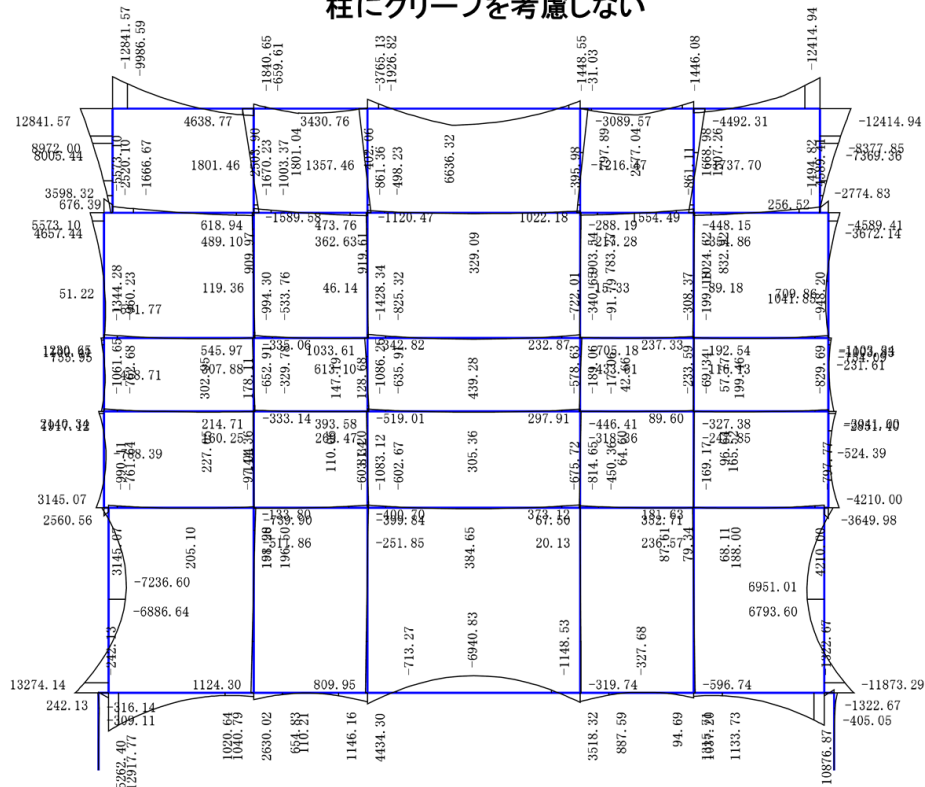
充填コンクリートの応力-ひずみ関係は下記に示す式 (7.3.3) により、鋼管の拘束のあり、なしで算出した。結果を図-7.3.2 に示す。JIS に基づいた拘束なしのヤング係数の算出方法により 50~143 (μ) の範囲でそれぞれのヤング係数を求めると、拘束なしに対して拘束ありのヤング係数は約 10% 程度増加する。

(3) 鋼管と充填コンクリートの実ヤング係数比

第 3 章の実験における、材料試験結果では、設計ヤング係数 $n=5$ に対して、試験体平均 $n=4.3$ 程度であった。

以上のクリープの影響緩和項目を考慮すると、換算ヤング係数比は $n(\phi)=7.5$ 程度に低減し、クリープの影響を無視して設計 ($n=5$) した場合の 1.16 倍程度の断面力増加に抑制される。このように、クリープ緩和要件を適切に考慮すれば、設計が合理化される。

柱にクリープを考慮しない



1.40(上床版)

柱にクリープを考慮

※数値はクリープを考慮しない場合との断面力の比較

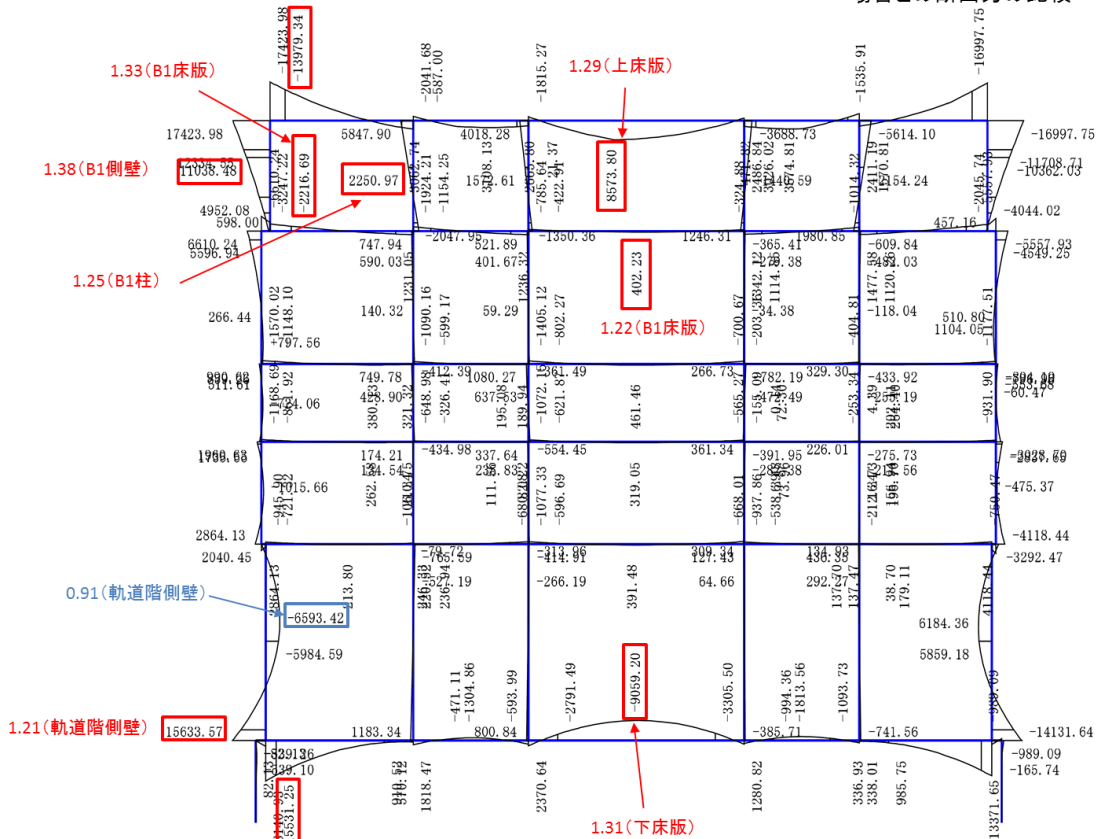


図-7.3.1 クリープの影響比較 (曲げモーメント) kN・m/m

以下、文献²⁾ および JIS による算定を示す。

$$\sigma'c = \frac{f'cc \cdot X \cdot r}{(r - 1 + X \cdot r)} \quad \dots \text{式 (7.3.3)}$$

$\sigma'c$: 鋼管により拘束されたコンクリートの圧縮応力度 (N/mm²)

$f'cc$: 鋼管により拘束されたコンクリートの最大圧縮強度 (N/mm²)

$$f'cc = f'cd \left(2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94\sigma'l}{f'ck}} - \frac{2\sigma'l}{f'ck} - 1.254 \right) \quad \dots \text{式 (7.3.4)}$$

$f'cd$: コンクリートの設計圧縮応力度 (N/mm²) ($\gamma_c=1.3$)

$f'ck$: コンクリートの圧縮応力度の特性値 (N/mm²)

$\sigma'l$: 鋼管による拘束応力度 (N/mm²)

$$\sigma'l = \frac{2 \cdot t \cdot f_{syd}}{D - 2 \cdot t} \quad \dots \text{式 (7.3.5)}$$

D: 鋼管の外径 (mm)

t: 鋼管の板厚 (mm)

f_{syd} : 鋼管の設計降伏強度 (N/mm²) ($\gamma_s=1.05$)

$$X = \frac{\epsilon'c}{\epsilon'cc} \quad \dots \text{式 (7.3.6)}$$

$\epsilon'c$: コンクリートの圧縮ひずみ

$\epsilon'cc$: 最大圧縮強度 ($f'cc$) 時のコンクリートの圧縮ひずみ

$$\epsilon'cc = 0.02 \left[1 + 5 \left(\frac{f'cc}{f'c} - 1 \right) \right] \quad \dots \text{式 (7.3.7)}$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad \dots \text{式 (7.3.8)}$$

E_c : コンクリートのヤング係数 (N/mm²)

$$E_c = \frac{S1 - S2}{\epsilon1 - \epsilon2} \quad \dots \text{式 (7.3.9) JISによる}$$

S1: 最大応力の1/3に相当する応力 (= $f'cc/3$) (N/mm²)

S2: 50 (μ) のひずみの時の応力 (N/mm²)

$\epsilon1$: S1の時のひずみ (= $\epsilon'cc$)

$\epsilon2$: 50 (μ) ($\times 10^{-6}$)

E_{sec} : 鋼管により拘束されたコンクリートの割線弾性係数 (N/mm²)

$$E_{sec} = \frac{f'cc}{\epsilon'cc} \quad \dots \text{式 (7.3.10)}$$

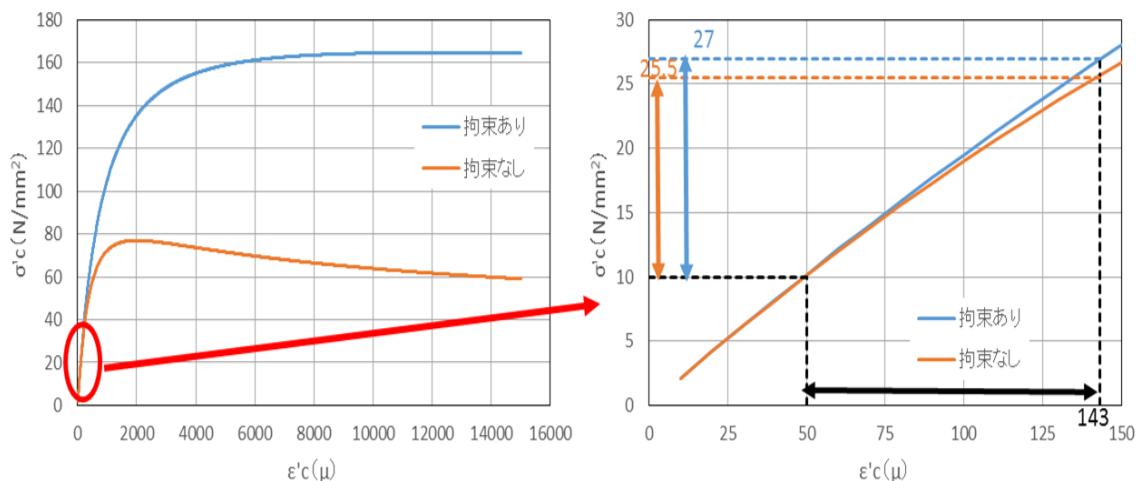


図-7.3.2 充填コンクリートの応力-ひずみ関係

7.3.2 柱列帯と柱間帯の3次元的な荷重分担の相違に起因する床版断面力の増加

床版を側壁と構真柱で構成する地下函体の一般的な設計は、構真柱の剛性（EA, EI）を函体縦断方向の構真柱間隔で除して1m当りに換算した剛性を用いた「函体横断方向の2次元骨組解析」により行っている。実際の函体挙動は縦桁が曲げ変形し、断面力分布が縦断方向に変化するため、断面力分布が柱列帯と柱間帯（図-7.3.3）で異なるが、その区別がなく設計されている。一方、以下のような特殊な条件を有している場合は、柱列帯と柱間帯の荷重分担の影響を函体設計に反映する必要がある⁵⁾。

- ① 函体縦断方向の構真柱間隔が大きい(事例の中央新幹線地下駅では12.5m程度であり、過去の事例よりも長い。)
- ② 連壁の鉛直剛性と比べて構真柱（中柱）の鉛直剛性が小さい。
- ③ 一般的な地下函体と比べて、上下床版が厚く、縦桁との鉛直剛性差が小さいため、上下床版がフラットスラブのような挙動となっている可能性がある。
- ④ 函体縦断方向の構真柱間で既設駅ビル杭等の集中荷重が作用する。

しかし、多数の横断方向の詳細設計を実施するのには、2次元骨組解析により簡易に行う必要があるため、3次元挙動を擬似的に再現する設計方法を検討する必要がある。そこで、本項では3次元FEMを実施して柱列帯と柱間帯の断面力分布を把握し、詳細設計に考慮する設計方法を検討する。

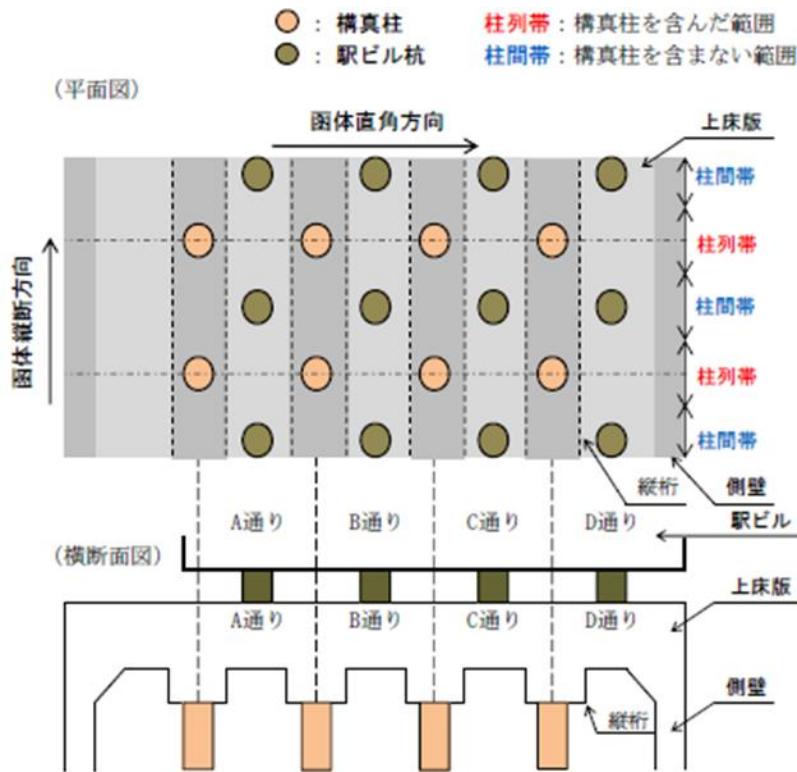


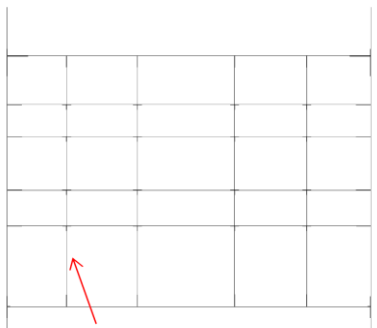
図-7.3.3 柱間帯・柱列帯の定義

(1) 3次元FEMモデルと2次元骨組モデルの整合性

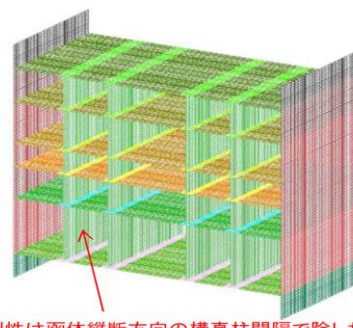
詳細設計で一般に使用する2次元骨組モデルと3次元挙動を再現する設計方法である3次元FEMモデルでの比較を実施する前段で、2次元骨組モデルと3次元FEMモデルの整合性を確認する必要がある。そこで、「2次元骨組モデル」(図-7.3.4)と「2次元骨組解析モデルを模擬した3次元FEMモデル」(図-7.3.5)を用いて比較検討する。

表-7.3.1には、モデルおよび荷重載荷の比較を示す。図-7.3.6には、構真柱と床版の接合付近のモデルの比較を示す。3次元FEMの要素断面力は、節点断面力の平均値であり、2次元骨組解析の照査位置とは多少ずれている。また、3次元モデルは、弾性のシェル要素としている。地盤ばねは、下床版支持モデルで比較した。荷重の組み合わせは、常時状態で行った。

2次元を模した3次元FEM解析と2次元骨組解析の断面力図を比較した結果を図-7.3.7に示す。「断面力の発生傾向」「函体隅角部」「床版と構真柱の接続部付近」「最大曲げモーメント」が概ね一致した。以降、この2次元解析を模した3次元FEMモデルを用いて、3次元FEM(縦桁実剛性)モデルを作成し、柱列帯と柱間帯に発生する断面力への影響や函体詳細設計への適用法を整理する。



剛性は函体縦断方向の構真柱間隔で除した値
発生断面力は柱列帯と柱間帯で区別なし
図-7.3.4 2次元骨組モデル



剛性は函体縦断方向の構真柱間隔で除した値
発生断面力は柱列帯と柱間帯で区別なし
図-7.3.5 2次元骨組解析モデルを
模擬した3次元FEMモデル(軸線図)

表-7.3.1 モデルの比較

2次元を模した3次元FEM解析					2次元骨組			
部材モデル					荷重		部材モデル	荷重
縦桁 線路方向 の剛性	構真柱	剛域(剛要素の設定)			駅ビル	剛域	駅ビル	
		縦桁 水平剛域	構真柱 端部	側壁と床版 の接続部				
実剛性	柱と曲げ 剛性が等価な 壁部材	なし	2次元骨組 の剛域	2次元骨組 の剛域	等分布 荷重	文献②に 準じた剛域	等分布 荷重	

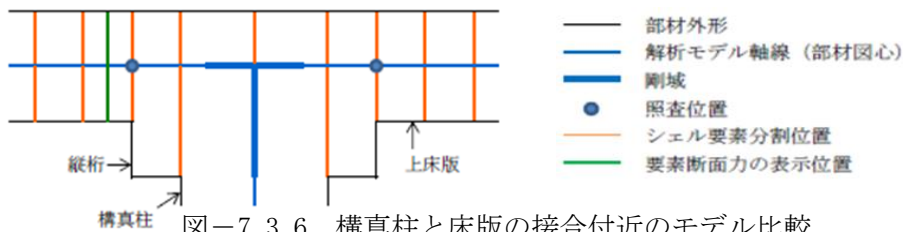
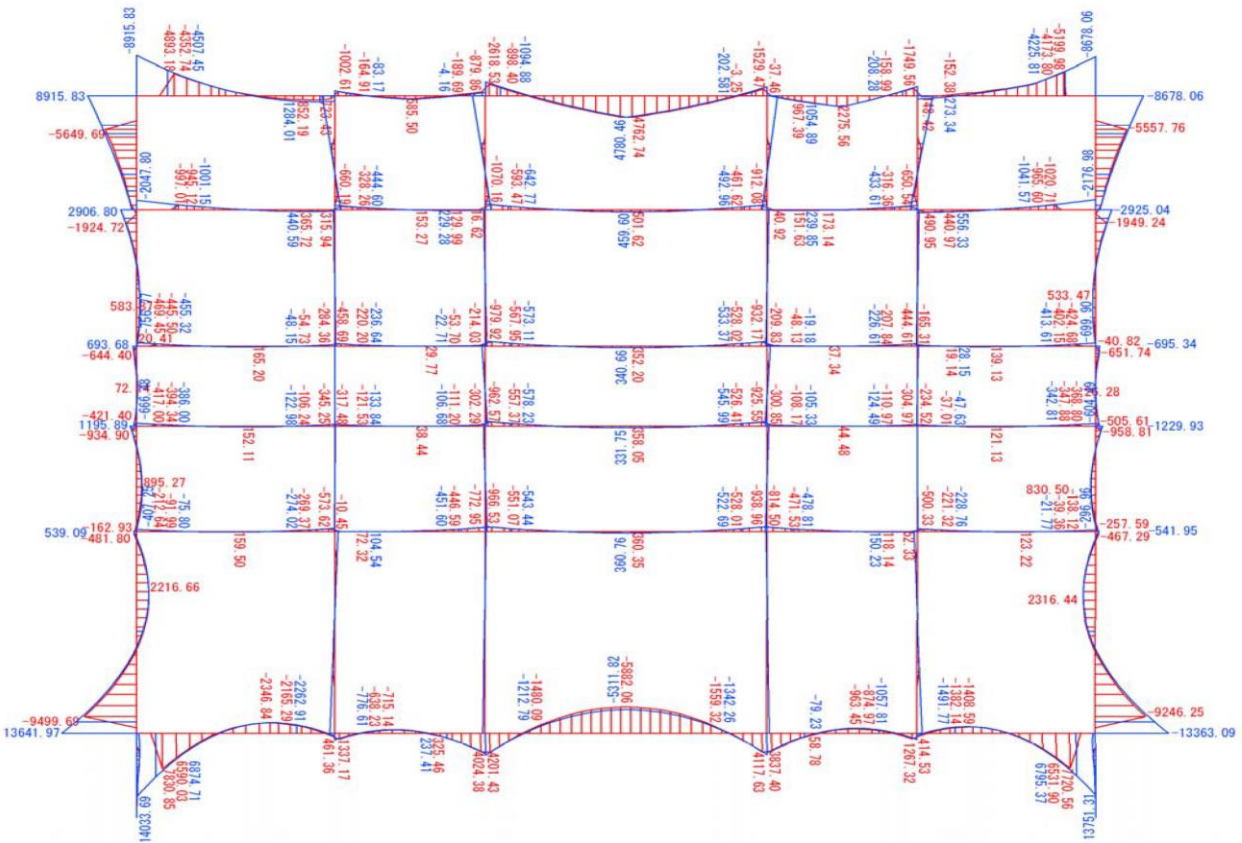


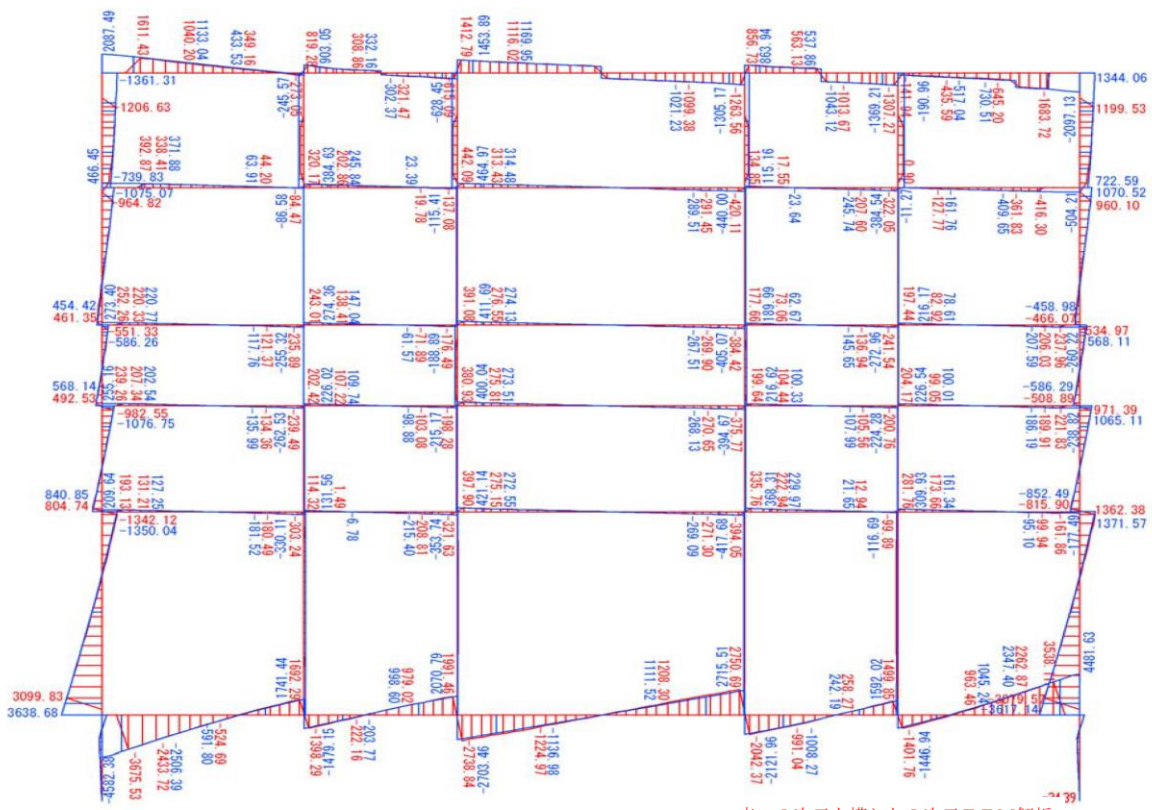
図-7.3.6 構真柱と床版の接合付近のモデル比較



(a) 曲げモーメント

赤：2次元を模した3次元FEM解析
青：2次元骨組解析

単位：kN/m



(b) せん断力

赤：2次元を模した3次元FEM解析
青：2次元骨組解析

図-7.3.7 2次元と3次元モデルの整合性検証(断面力比較)

(2) 3次元の実挙動を再現した断面力の算定

(1) で2次元骨組モデルとの整合性を確認した3次元解析モデルで、3次元挙動を再現し、3次元挙動の有無による常時での断面力を比較する。3次元挙動を再現するための、FEMモデルを図-7.3.8に示す。一方、3次元挙動を考慮しない解析モデルは図-7.3.5による。図-7.3.8では、図-7.3.5において、柱剛性を函体縦断方向で除さずに、発生断面力を柱列帯と柱間帯で区別する。ここで、2次元骨組解析の結果と図-7.3.8のモデルでの解析結果を直接比較しないのは、(1)で整合性を確認したものの、数%程度の差はあるので、3次元効果のみを抽出することの趣旨から、同じFEMシェルモデル同志の比較とした。

図-7.3.9には、3次元挙動の有無の結果比較を示す。3次元挙動を考慮した場合、柱列帯は構真柱があるため、構真柱付近の上側(下床版は下側)の断面力が大きくなる。柱間帯は構真柱の影響が小さいため、構真柱付近の突き上がりが小さく、全体的に垂れ下がる傾向にある。

上記の傾向を踏まえて、次項に3次元挙動を考慮した2次元解析による設計法を述べる。

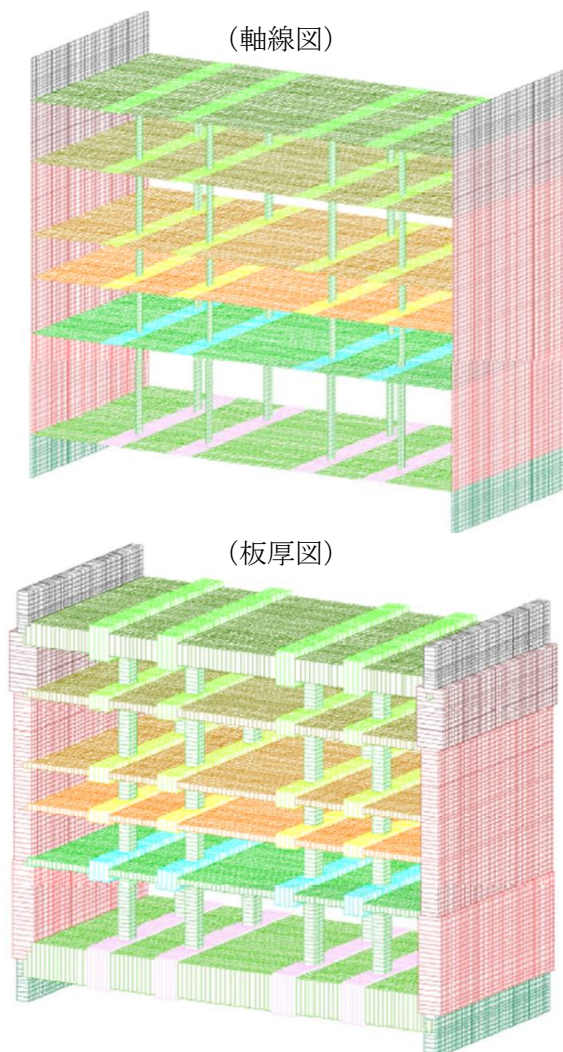


図-7.3.8 3次元挙動の再現解析モデル

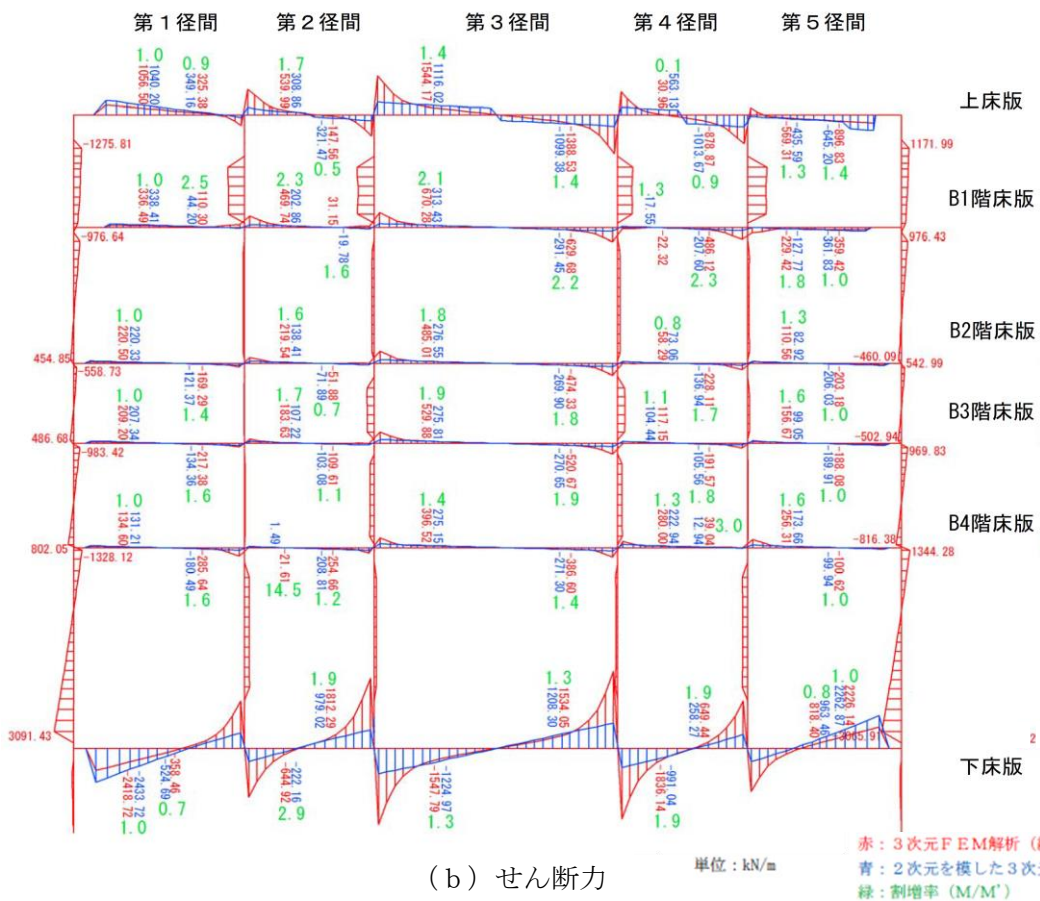
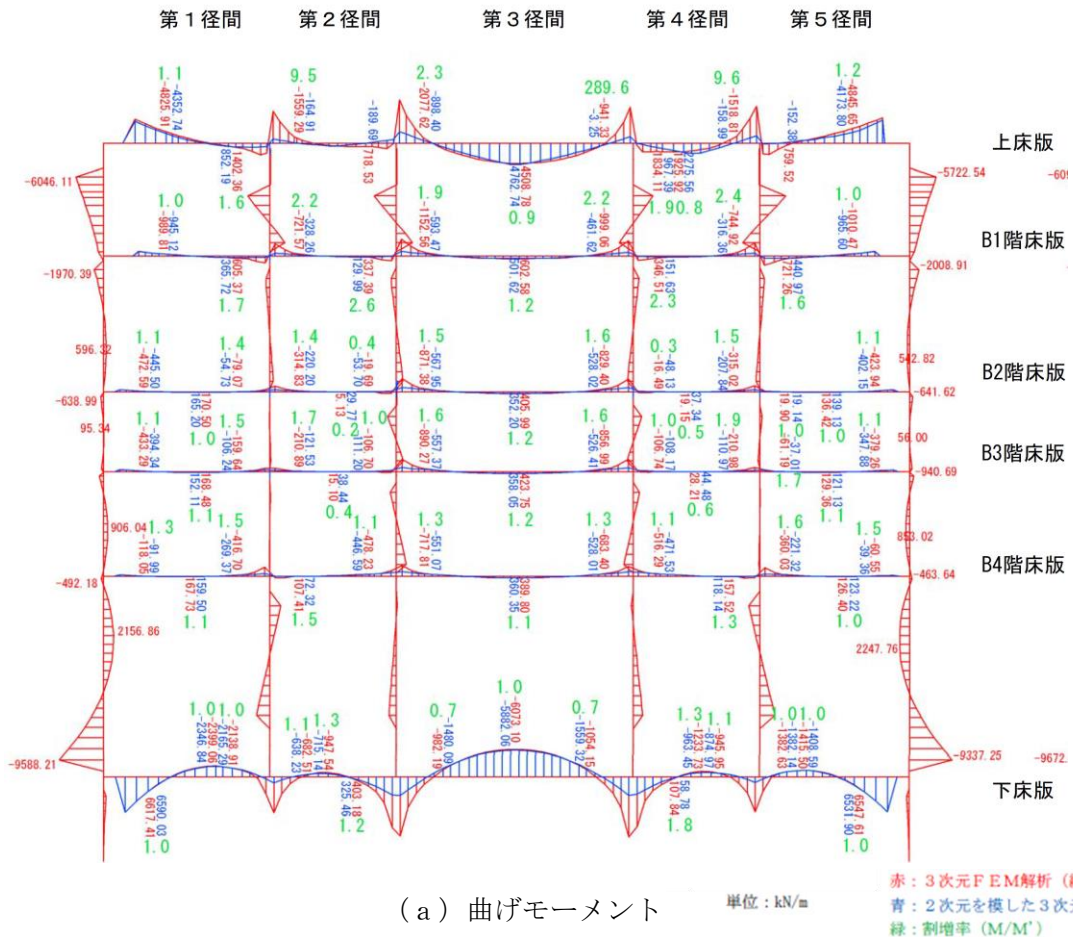
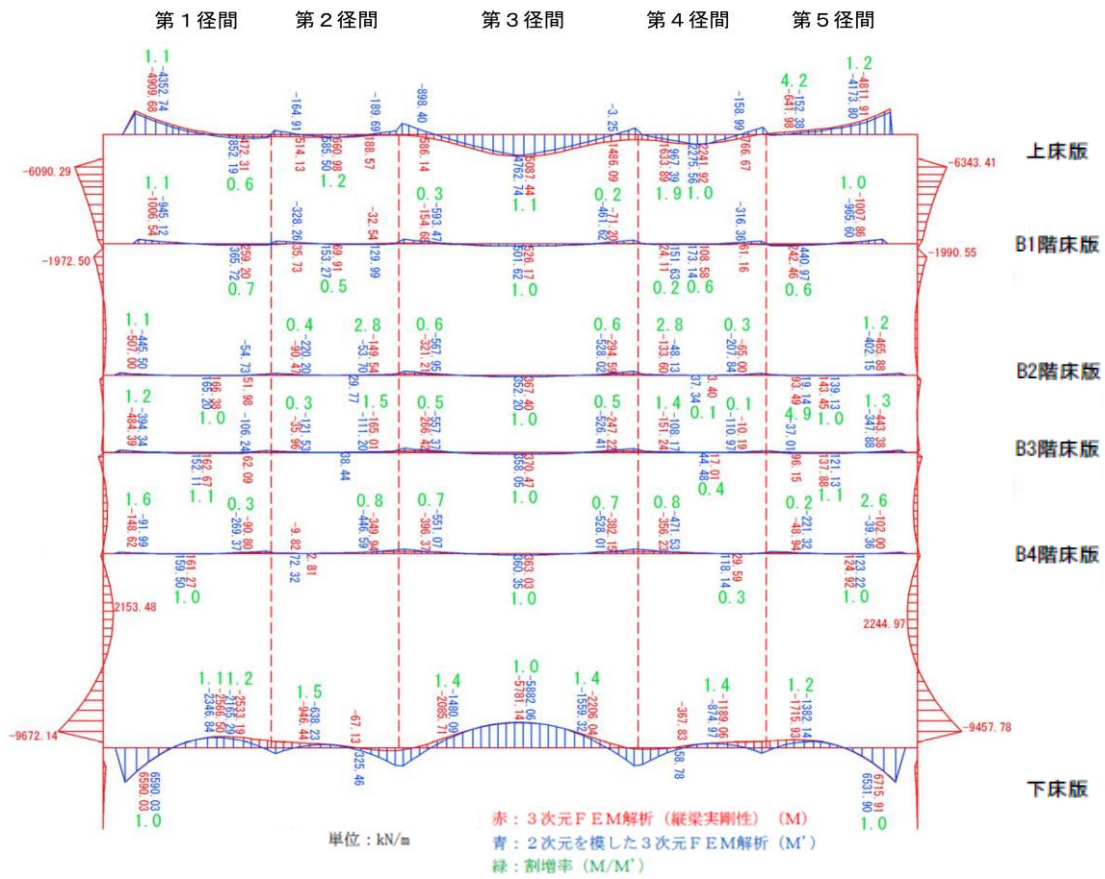
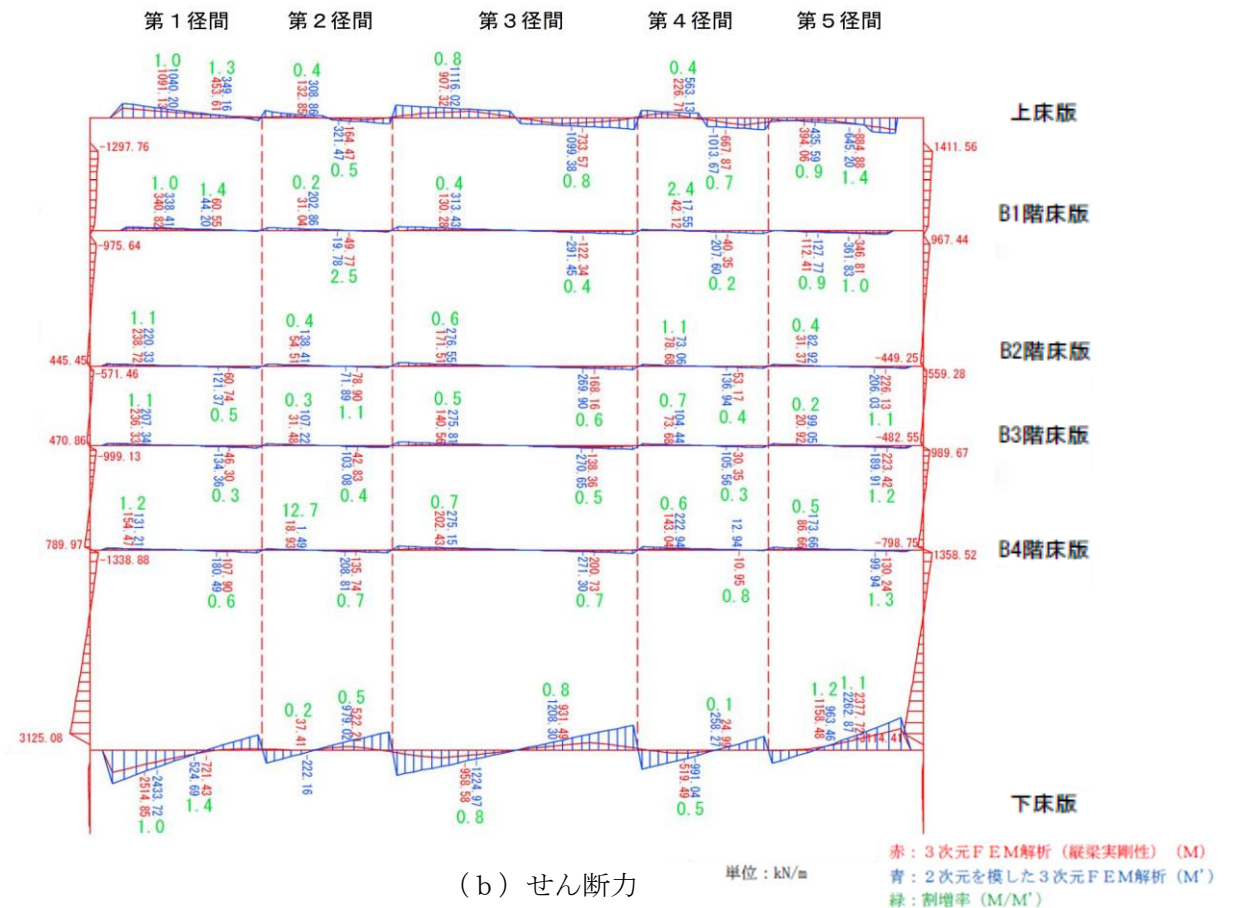


図-7.3.9 (1) 3次元挙動の有無の比較 (柱列帯)



(a) 曲げモーメント



(b) せん断力

図-7.3.9 (2) 3次元挙動の有無の比較 (柱間帯)

(3) 3次元挙動を考慮した2次元解析による設計方法

(2) で述べたように、柱間帯と柱列帯とでは挙動が異なる。これらの挙動を考慮するため、(2) の3次元FEM解析と設計で一般に用いられる2次元骨組解析で得られる断面力を比較し、その相違を「構造解析係数 γ_a 」として考慮する方法を検討した。

表-7.3.2に解析結果の比較から全階の床版に対して、安全側に考慮した構造解析係数を示す。この構造解析係数は図-7.3.9の割増率を反映させたものであるが、曲げモーメントに対して最少鉄筋量で満足できる個所、せん断力が50kN以下の小さい個所の倍率は採用しなかった。床版の配筋は、柱間帯を基本配筋とし、2次元骨組解析から得られた断面力に対して表の係数を乗じる。基本配筋より配筋量が多くなる構真柱支点部（柱列帯）は表の柱列帯の係数を乗じる。支点部の構造解析係数を考慮する個所を図-7.3.10に示す。

縦断方向の支点部補強範囲については、図-7.3.11のように、「3次元解析の断面力」>「2次元解析の断面力（柱間帯の γ_a を乗じた値）」となる範囲とする。この範囲を各階で調査した結果、 $L=1.55\sim 1.95\text{m}$ となった。そこでここでは、一律 $L=2.0\text{m}$ で示した配筋イメージを図-7.3.12に示す。

このように、上で述べた①～④の条件に当てはまる場合は、ここまで述べたような、構真柱の支点部に対する床版に配慮が必要となる。

表-7.3.2 構造解析係数 (γ_a)

	曲げ	せん断	対象部材
基本配筋（柱間帯）	1.2	1.4	全ての床版
支点部補強（柱列帯）	1.9	2.1	構真柱支点部線路方向4m範囲

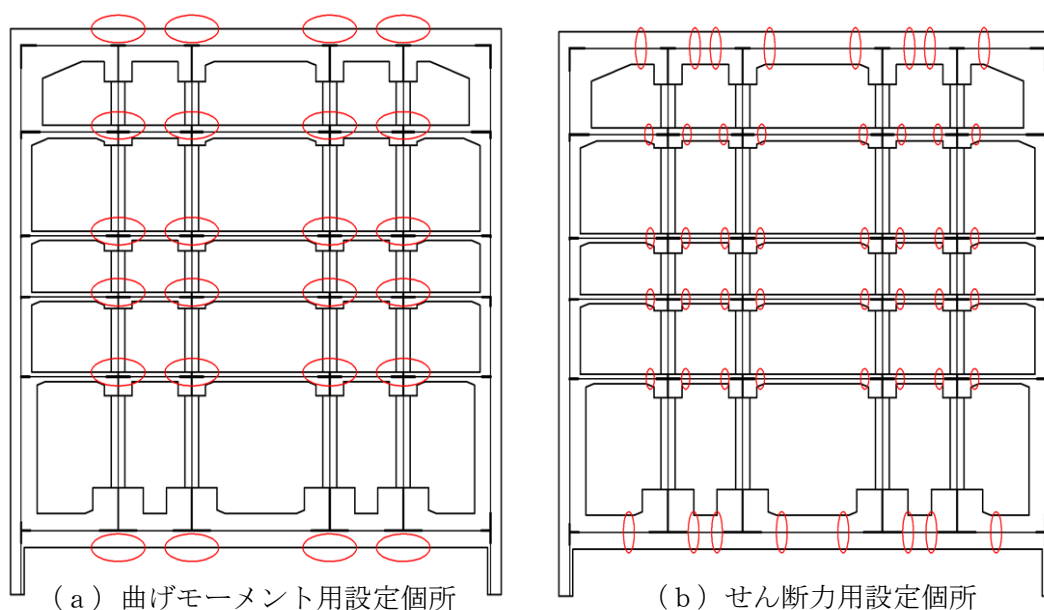


図-7.3.10 構真柱支点部の構造解析係数考慮個所

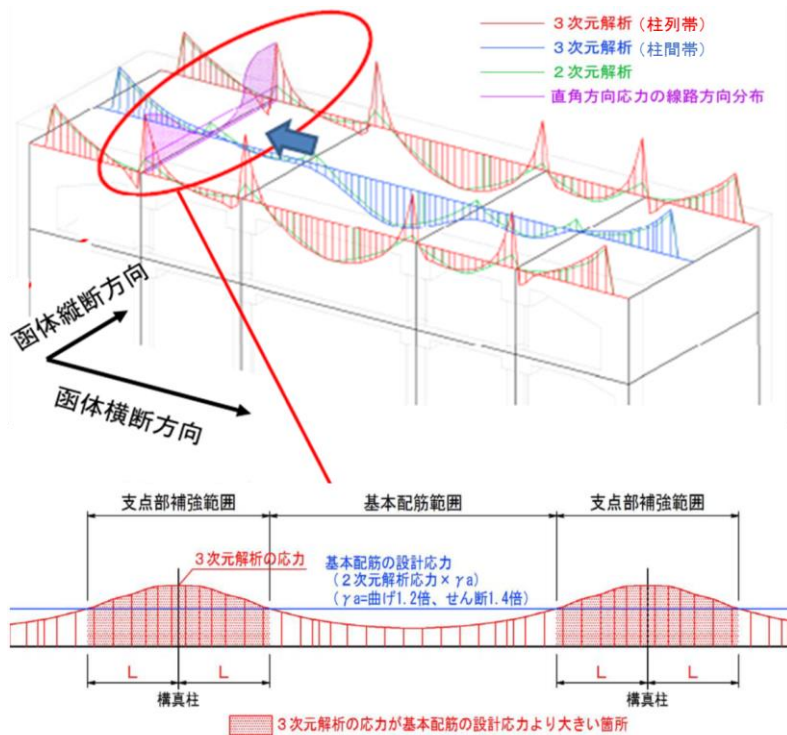


図-7.3.11 支点部縦断方向補強範囲の設定

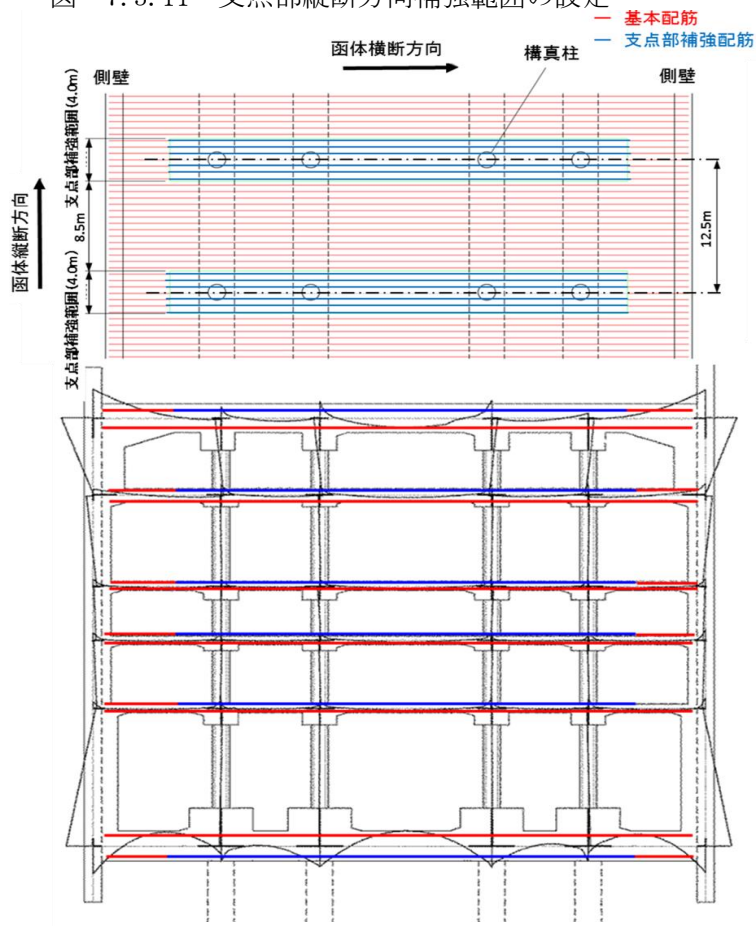


図-7.3.12 支点部補強配筋イメージ

7. 4 第7章のまとめ

本章では、構真柱と関連する地下函体の設計上の技術的課題とその対応方法として、構真柱の作用軸方向力に影響を与える地下函体への各種荷重の設定の妥当性判断、構真柱の影響を受ける床版断面力の実用的な算定方法について検討を行い、以下の結論を得た。

- (1) CFT 構真柱の軸圧縮力に影響を与える地下函体に作用する各種荷重について、その影響度合いおよび安全余裕分の割増しの考え方を述べた。固定死荷重は1割、付加死荷重は2割、その他荷重については、荷重算定時の安全度や精度、発生する頻度を考慮して、割り増しなしとすることが妥当であるとした。
- (2) 恒久的な設計への対応として、津波発生時を含む、地下水位の変動の影響について、構真柱、床版および地下函体の浮き上がりへの影響について、明らかにした。地下函体の部位における地下水位変動の影響は僅かであること、津波発生時の浮き上がりは一時的な偶発作用と考え、通常、固定死荷重の90%と均衡させるところ、95%とすることで、通常的设计で決定させられる。
- (3) クリープを考慮した場合の鋼管応力はクリープを考慮しない場合よりも、66(%)増加する。この増加は、軸圧縮力による影響が75(%)、曲げによる影響が25(%)となる。高軸圧縮下でのCFT 構真柱の充填コンクリートのクリープの影響は大きいため、実設計にあたり十分検討する必要がある。
- (4) クリープによるCFT 構真柱の軸変形に伴う床版への影響について、クリープの考慮有無により、上床版と側壁の接合部付近の断面力(曲げモーメント)は1.4倍程度増加する。しかし、鋼管による密閉、拘束効果、設計と実際の材料特性の差と考慮すれば、1.16倍程度まで増加が抑制される。このことから、クリープ緩和要件を適切に考慮すれば、設計が合理化されることがわかった。
- (5) 地下函体の設計で以下のような特殊な条件を有している場合は、柱列帯と柱間帯の応力分担の影響を函体の床版設計に反映する必要がある。
 - ① 函体縦断方向の構真柱間隔が大きい
 - ② 連壁の鉛直剛性と比べて構真柱(中柱)の鉛直剛性が小さい
 - ③ 一般的な地下函体と比べて、上下床版が厚く、縦桁との鉛直剛性差が小さいため、上下床版がフラットスラブのような挙動となっている可能性がある
 - ④ 函体縦断方向の構真柱間で既設駅ビル杭等の集中荷重が作用する
- (6) (5)に対応するため、柱間帯と柱列帯の異なる挙動を再現できる3D FEMと一般に設計で用いる2D骨組解析を模擬した3D FEMで得られる断面力を比較し、その相違を「構造解析係数 γ_a 」として考慮する方法を提案した。また、柱列帯の補強鉄筋配置の範囲を両者の解析結果から安全側に設定した。これに先立ち、2D骨組解析と模擬3D FEM(柱剛性を柱間隔で除す)の解析結果の整合性を確認している。

第8章 結論

8. 1 本研究の成果

本研究は、都市部の高度な土地有効活用の一環として、既存の地上建造物直下に地下空間を構築することを想定し、建設予定の中央新幹線地下駅を事例に、構真柱に求められる荷重変形性能、狭隘な空間での施工のための機械式継手の性能、構真柱本体および床版との接続構造などの技術的課題、地下函体への荷重および床版など構真柱と関連する技術的課題を解決し、地下函体の設計実務のための、構真柱に関連する一連の構造システムを確立することを目的とした。

そこで、地下函体の CFT 構真柱について、以下の特性について、調査および評価を行った。

- 1) 高軸力下での荷重変形性能
- 2) 狭隘空間での CFT 柱建込における高精度、高速施工のため、溶接よりも優れている鋼管機械式継手の耐荷性能

また、RC 床版と CFT 構真柱の接合について、以下の特性について、調査および評価を行った。

- 3) 構真柱間隔の長大化に伴い、多段配置となる縦方向梁主鉄筋との干渉回避のため、横断方向の床版主鉄筋と CFT 鋼管を非接続とした構造における耐荷性能
- 4) 高軸力下における上床版形状および CFT 柱との接合構造を考慮した、押抜きを含む構真柱と RC 上床版接合部の耐荷性能

その他構真柱に関連する地下函体の設計課題に対応するために、以下の項目についても検討を行う。

- 5) 構真柱の軸作用力に影響を与える、地下函体への各種荷重の合理的な設定
- 6) 構真柱から影響を受ける床版断面力の実用的な算定方法

得られた主な成果は以下の通りである。

- 1) 高軸力 CFT 柱の荷重変形性能について、過去の研究範囲を拡大した構造パラメータに対して、交番裁荷実験により既存の評価手法で実用的に安全側に評価できることを確認した。設定した構造パラメータは、厚肉断面（径厚比 30～40 程度）、高強度鋼管（SM570～H-SA700）、充填コンクリート（100～160N/mm²）、高軸力（軸力比 0.6 程度）である。
- 2) CFT 鋼管（φ1500, t=30 mm, SM570）の鋼管機械式継手について、CFT 構真柱としての使用状況を想定し、下記の影響下であっても、鋼管母材の全断面塑性荷重に先行して破壊しないことを要求性能として設定した。

①高応力下での機械式継手のねじ山形状等による局部応力による影響

②充填コンクリートの影響

③地震時の繰り返し交番条件の影響

既存の鋼管杭の継手を対象に、②③の性能について、縮小試験体による実験で十分な耐荷性能があること、①の性能に対しては、局部応力を低減する改良を加え、実寸の載荷試験にて十分な耐荷性能があることを確認した。

3) a) CFT 柱と RC 床版の接合として、CFT 柱区間の床版鉄筋を縦梁 2 段鉄筋との干渉回避のため、直接接合せずに CFT 側面で折り曲げ定着し、CFT 柱との付着によるせん断伝達のため、貫通鉄筋を有する孔あき鋼板ジベル (PBL) を設置する構造を提案した。なお、縦梁鉄筋は CFT 鋼管に設置した外ダイアフラムと接合する。この接合構造に対する荷重伝達機構を仮定し、実験にて各伝達要素の機能の検証および荷重分担率を調査した。さらに、3次元非線形 FEM モデルを構築し、実験結果との整合を検証した。

b) 接合部の耐荷性能を 3次元非線形 FEM により評価する手法として、以下の点を確認することを提案した。

①荷重・変形の支配部材が隣接部材であること

②所定の荷重においてコンクリートの材料損傷指標の限界値超過箇所が限定的であり、接合部内の鉄筋および鋼材が降伏していないこと、かつ荷重増加に伴う材料損傷の進展程度が軽微であること

③所定の荷重における接合部の回転角差に剛性低下が生じていないこと

4) a) CFT 構真柱からの高軸力を受ける上床版の押抜きせん断について、既往評価法を準用するにあたり、3次元線形 FEM を用いて、縦梁および支圧部材などの形状が破壊線（照査断面の周長）に影響し、支圧部材の寸法は大きい方が補強鉄筋量を低減できることを確認した。

b) 上床版と CFT 柱の埋込み接合の地震時押抜きせん断について、3次元非線形 FEM で評価をし、押抜き破壊は発生しないこと、支圧部材は水平力により損傷するものの、上床版損傷に対する緩衝機能があること、さらに支圧部材の補強鉄筋は水平よりも鉛直配置の方が効果がることを確認した。

c) 解析における PBL の寄与度が過大評価となることが判明し、PBL に期待しない接合構造を再考し、3次元非線形 FEM で押抜きせん断破壊に対する安全性、3) b) で提案した 3次元非線形 FEM による接合部の評価手法により、所定の耐荷性能を有していることを確認した。

5) CFT 構真柱の軸圧縮力に影響を与える地下函体に作用する各種荷重について、その影響度合いおよび安全余裕分の割増しの考え方を述べた。駅ビル荷重、函体自重等の固定死荷重は 1 割、床版上載荷重の付加死荷重は 2 割、その他、地下水の揚圧力、掘削による地盤のリバウンド、地震時の水平変位に伴う軸力変動荷重については、荷重算定時の安全度や精度、発生する頻度を考慮して、割り増しなしとすることが妥当であるとした。

6) a) CFT 充填コンクリートのクリープの床版に与える影響として、事例では、鋼管の応力増加が常時の 66%増加することから、CFT 柱の軸変形による床版断面力の増加が常時の 40%程度あることを確認した。しかし、CFT 鋼管は地震時で決定されており、応力には十分余裕があること、過去の研究から、鋼管の密閉、拘束効果によりクリープの影響が軽減されることが報告されており、設計と実材料特性の差もあり、床版断面力の増加も 16%程度に留まると試算した。

b) 事例のような、函体縦断方向の構真柱間隔が大きく、構真柱間で既設駅ビル杭の集中荷重が作用するような場合、構真柱のある柱列帯と構真柱のない柱間帯の応力分担を床版設計に反映する必要があるため、3次元 FEM と設計で用いる 2次元骨組解析の断面力を比較し、その相違を「構造解析係数 γ_a 」として考慮する方法を提案した。また、補強鉄筋配置の範囲の考え方など、安全側に対処する方法を提示した。

以上の成果から、地下函体の設計実務のための、構真柱を含む一連の構造システムの確立が図られた。また、構真柱に関連する地下函体の設計上の判断事項として、構真柱に影響する地下函体への各種荷重の設定、構真柱の影響を受ける床版の断面力の算定などに対する実用的な対応方法を提示した。

8. 2 今後の課題

本研究によって、地下函体の設計実務に資する、構真柱を含む一連の構造システムを確立した。しかし、今後の地下函体の計画および設計において、CFT 構真柱の適用を拡大するためには、下記の課題に対する研究の深度化が望まれる。

- (1) 接合部の寸法等、設計の最適化および合理化のため、接合部の破壊を許容することを前提に；
 - (a) 損傷レベルを制御するために、接合部を破壊させる追加実験を実施し、破壊に至るまでの荷重変形特性、詳細な計測による荷重伝達要素の機能を把握する。
 - (b) 破壊に至るまでの、荷重伝達要素間の精度の高い荷重分担率の設定を行う。
 - (c) 接合部の破壊に至るまで、荷重変形特性を評価できる 3次元非線形 FEM モデルを構築する。
- (2) 構真柱との接合部付近の設備開口等、特殊な条件に対する接合構造の妥当性検証方法を確立することが必要である。
- (3) 本研究成果を取り入れた実構造物の建設後、CFT 構真柱の軸力や RC 床版の鉄筋ひずみ等、継続的なモニタリングを実施し、本研究の成果の有効性を実構造物で確認することが重要である。

おわりに

今後、都市部での土地有効活用のため、既存地上建造物直下に地下函体を構築する必要性が益々多くなるものと推定される。今回事例として取り扱った、中央新幹線の地下駅も土地の有効活用もさることながら、既存駅と接合させることでその利便性を高度に実現すべく計画された。このような条件下で、地下函体の重要部材としての構真柱の技術課題である、既設建造物および空間確保のための構真柱間隔の長大化による高軸力の作用、狭隘空間での施工性確保、輻輳化する床版鉄筋との取り合いを考慮した接合構造、大規模地震への対応について、本研究により詳細な検討項目を洗出し、各種実験および解析により評価を行い、構造の成立性を確認することができた。これらの成果が、今後の都市部における地下空間の高度利用に資することを期待するものである。

今後とも益々難化する設計および施工条件に対処すべく、実物計測および観測データの取得や評価法の深度化に引続き取り組むことで、効率的で安全なインフラ構築に貢献できるよう尽力していく所存である。

参考文献

〔第2章〕

- 1) 山口ほか：CFT 長柱の構造計画に関する研究，日本建築学会大会学術講演概要集 2000.9, pp1187～1188
- 2) 吉野ほか：充填型コンクリート柱の変形性能の評価式，鋼構造論文集，1994.6, pp67～78
- 3) 佐藤ほか：円形断面 CFT 柱の荷重－変位関係のモデル化，第3回合成構造の活用に関するシンポジウム講演論文集，1995.11, pp49～54
- 4) 松井ほか：コンクリート充填円形鋼管柱の構造性能と軸力制限値，日本建築学会構造系論文集第512号，1998.10, pp181～188
- 5) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物設計標準・同解説（耐震設計），2012.9
- 6) 村田ほか：コンクリート充填円形鋼管柱の耐荷力と変形性能の評価，構造工学論文集 vol.44A, 1998.3, pp1555～1564
- 7) 村田ほか：コンクリート充填円形鋼管柱の変形性能の再評価，土木学会論文集 No.640 / I-50, 2000.1, pp149～163
- 8) 斎藤ほか：円形断面コンクリート充填鋼管部材の最大耐力時における変形性能算定法の検討，複合合成構造の活用に関するシンポジウム vol.10, 2013.11, pp63-1～7
- 9) 青木ほか：せん断スパン比の小さいコンクリート充填鋼管部材の曲げ耐力と変形性能の評価，鉄道総研報告 Vol.28 No.1, 2014.1, pp23～28
- 10) 斎藤ほか：高強度材料を用いたコンクリート充填鋼管部材の曲げ耐力と変形性能の評価，鉄道総研報告 Vol.28 No.1, 2014.1, pp29～34
- 11) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物設計標準・同解説（鋼とコンクリートの複合構造物），2016.1
- 12) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物設計標準・同解説（鋼・合成構造物），2009.7
- 13) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説（Ⅱ鋼橋編），2012.3, pp398～400
- 14) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説（Ⅳ下部構造編），2012.3, pp450
- 15) 土木研究センター：建設技術審査証明書 鋼管杭の機械式継手「ハイメカネジ™」，2011.5
- 16) 日本建築総合試験所：建築技術性能証明 評価概要報告書「ハイメカネジ ー鋼管杭のねじ継手ー」，2008.4
- 17) 土木研究センター：建設技術審査証明書 鋼管杭・鋼管矢板の機械式継手「ラクニカンジョイント」，2012
- 18) 沿岸技術研究センター：港湾関連民間技術の確認審査・評価報告書 鋼管杭・鋼管矢板の機械式継手「ラクニカンジョイント」，2009

- 19) 日本建築センター：BDJ 評定 鋼管杭無溶接継手「Hi-SHJ」，2005
- 20) 土木研究センター：建設技術審査証明書 鋼管杭・鋼管矢板の機械式継手「ガチカムジョイント™」，2016.2
- 21) 新日鉄住金技報第 403 号：鋼管杭，鋼管矢板の機械式継手“ガチカムジョイント™”の開発，2015，pp33～40
- 22) 社）日本鋼構造協会：ハイブリッド構造における接合部の技術開発に関する調査研究報告（土木編），2004.11
- 23) 土木学会：複合構造標準示方書，2009，pp347～401
- 24) 東日本高速道路株式会社，中日本高速道路株式会社，西日本高速道路株式会社：設計要領 第二編 橋梁建設編，2014.7，pp9-1～9-22
- 25) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物設計標準・同解説（鋼とコンクリートの複合構造物）第IV編，2002.12
- 26) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物設計標準・同解説（鋼とコンクリートの複合構造物）第IV編，2016.1，pp303～383
- 27) 中野ほか：SRC 部材の RC 部材への埋込み定着，構造物設計資料 No. 81，1985.3，pp11～15
- 28) 秋山ほか：鋼構造埋込形式柱脚の強度と変形—H 形断面柱が強軸曲げを受ける場合—，日本建築学会論文報告集 第 335 号，1984.1，pp45～53
- 29) 村田ほか：コンクリート充填鋼管柱の埋め込み柱脚に関する実験的研究，土木学会第 51 回年次学術講演会 I—A430，1996.9，pp860～861
- 30) 築島ほか：異形コンクリート充填鋼管柱のソケット式（差し込み式）接合部の耐荷性状，コンクリート工学年次論文報告集 Vol.20，No.3，1998.7，pp925～930
- 31) 木下ほか：異形コンクリート充填鋼管差し込み継手の実験及び解析について，土木学会第 50 回年次学術講演会 I—A123，1994.9，pp246～247
- 32) 岡野ほか：リブ付き鋼管による重ね継手の応力伝達性能，第 3 回合成構造の活用に関するシンポジウム講演論文集，1995.11，pp185～190
- 33) 野沢ほか：ずれ止めを用いたコンクリート充填鋼管ソケット接合部の耐力評価，土木学会論文集 No.634/V—45，1999.11，pp71～89
- 34) 工藤ほか：ソケット式梁接合部の耐力試験について，土木学会第 52 回年次学術講演会 I—A218，1997.9，pp434～435
- 35) 小林ほか：ソケット式柱梁十字接合部の耐力試験について，第 24 回土木学会関東支部技術研究発表会講演論文集 V—13，1997.3，pp582～583
- 36) 村田ほか：混合構造物接合部の耐荷力の評価，鉄道総研報告 Vol.11 No.12，1997.12，pp29～34
- 37) 佐野ほか：定着プレートを用いた CFT 柱—RC 梁接合構造の耐荷力特性と変形性能，構造工学論文集 Vol.47A，2001.3，pp1445～1452

- 38) 西澤ほか：鉄道地下駅における CFT 柱と RC はり接合部の模型載荷実験，土木学会第 57 回年次学術講演会，2002
- 39) 岡野ほか：鉄道地下駅における CFT 柱と RC はり接合部の三次元 FEM 解析，土木学会第 57 回年次学術講演会，2002
- 40) 山田ほか：CFT 柱 RC はり接合部の載荷実験と三次元 FEM 解析，コンクリート工学年次論文集 Vol.24 No.2, 2002, pp415～420
- 41) 佐藤ほか：CFT 柱-フラットプレート接合部の水平力-変形関係，日本建築学会論文集，70 卷(2005)590 号
- 42) 山口卓巳，島崎和司，佐藤宏貴：CFT 柱-フラットプレート接合部の鉛直耐力に関する実験的研究，日本建築学会構造系論文集，第 614 号，pp.163-170，2007.
- 43) 戸塚真里奈，高越総一郎，高橋之，一之瀬敏勝：地震力を受けるフラットプレート構造の柱-スラブ接合部における柱側面ねじりに関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.36, No.2, pp.487-492, 2014.
- 44) 中山信雄，伊藤利明，持田哲雄，井上孝之：CFT フラットプレート免震構造による集合住宅の設計・施工，コンクリート工学年次論文集，Vol.46, No.3, pp.53-59, 2008.
- 45) 平出亨，岡本晴彦，大島基義，高橋賢司：鋼管柱に接続されたフラットスラブの力学性状に関する実験的検討，コンクリート工学年次論文集，Vol.14, No.2, pp.741-746, 1992.
- 46) 久保田淳，福元敏之，萩原行正，村松清一，吉貝滋：コンクリート充填鋼管柱フラットスラブ接合部の構造性能に関する研究，第 7 回複合構造の活用に関するシンポジウム，No.24, pp.1-4, 2007.
- 47) Cheol-Ho Lee, Jin Won kim, Jinkyu song : Punching shear strength and post-punching behavior of CFT column to RC flat plate connections, Journal of Constructional Steel Research, Vol.64, pp.418-428, 2008.
- 48) 保坂ほか：鉄道用連続合成桁に用いるずれ止め構造のせん断特性に関する実験的研究，構造工学論文集 Vol.44A, 1998, pp1497～1504
- 49) 渡辺ほか：ずれ止め形式に孔明鋼板を用いた複合ラーメン剛結部の交番繰返載荷実験，土木学会年次学術講演会講演概要集 I-A54, 1999
- 50) 望月ほか：孔明き鋼板ジベルを用いた混合桁接合部の静的力学特性に関する実験的検討，構造工学論文集 Vol.46A, 2000
- 51) 保坂ほか：孔あき鋼板ジベルのせん断特性に関する実験的研究，構造工学論文集 Vol.46A, 2000, pp1593～1604
- 52) 明橋ほか：コンクリート打設方向を考慮した孔あき鋼板のせん断強度特性に関する実験的研究，鋼構造論文集 第 8 巻 第 31 号，2001, pp81～87
- 53) 中島ほか：(7)拘束度の高い押抜き試験に基づく孔あき鋼板ジベルの強度評価，第 9 回 複合・合成構造の活用に関するシンポジウム，

- 54) 道菅ほか：孔あき鋼板ジベルの荷重伝達メカニズムに関する一考察，構造工学論文集 Vol. 60A, 2014. 3, pp827～836
- 55) 園田ほか：3次元弾塑性 FEM による孔あき鋼板ジベルの設計式に関する基礎的考察，応用力学論文集 Vol. 11, 2008. 8, pp1～8
- 56) 保坂ほか：孔あき鋼板ジベルのせん断耐力評価式と設計法に関する研究，構造工学論文集 Vol. 48A, 2002. 3, pp1265～1272
- 57) 藤村ほか：孔あき鋼板ジベルのせん断耐力評価，土木学会第 57 回年次学術講演会 I -A, 2002
- 58) 深田ほか：コンクリート拘束効果を考慮した孔あき鋼板ジベルのずれ耐力評価，第 6 回複合構造の活用に関するシンポジウム，2005
- 59) 古内ほか：孔あき鋼板ジベルのせん断伝達耐力に関する一考察，第 6 回複合構造の活用に関するシンポジウム，2005
- 60) 土木学会鋼構造委員会：孔あき鋼板ジベル設計マニュアル（案），2001. 11
- 61) 斉藤ほか：非線形有限要素解析による RC はり部材の損傷評価，土木学会論文集 E2, Vol. 67, No. 2, pp. 166-180, 2011.
- 62) 土屋ほか：非線形有限要素解析による RC 面部材の損傷指標と耐力評価，土木学会論文集 A1, Vol. 68, No. 3, pp. 209-224, 2012.
- 63) 牧ほか：正負交番載荷を受ける RC 骨組み構造物の非線形有限要素解析による損傷評価，土木学会論文集 E2, Vol. 69, No. 1, pp. 33-52, 2013.
- 64) 牧ほか：構成材料の損傷に基づく RC 柱耐荷・変形機構の数値解析的評価，土木学会論文集 E2, Vol. 71, No. 1, pp. 29-47, 2015.
- 65) 田邊ほか：送電用鉄塔基礎の 4 本杭支持および直接支持床版における押抜きせん断耐力に関する研究，土木学会論文集，Vol. 739, /V-60, I -13, 2003.
- 66) 牧ほか：鋼-コンクリート複合 PC ランガー橋接合部の引き抜き抵抗に関する数値解析的検討，土木学会論文集 A, Vol. 66, No. 3, pp. 491-504, 2010.
- 67) 岡野ほか：鉄道地下駅における CFT 柱と RC はり三次元 FEM 解析，土木学会第 57 回年次学術講演会，pp. 241-242, 2002.
- 68) 土木学会：コンクリート標準示方書【設計編】，丸善，2017.
- 69) 米津ほか：非線形解析に基づく各種合成部材及び接合部の損傷評価，土木学会論文集 A1, Vol. 72, No. 5, pp. II_124-II_134, 2016.
- 70) 古内ほか：RC スラブの自由縁付近載荷に対する実用せん断設計法の研究，土木学会論文報告集，No. 532/V-30, 1996. 2, pp141～149
- 71) 古内ほか：RC ディープスラブのせん断破壊における有効幅について，コンクリート年次論文報告集，Vol. 20, No. 3, 1998, pp391～396
- 72) Iwaki, R. ,Ahiyama, H., Okada, T. and Shioya, T. : Shear strength of reinforced concrete circular slabs, Proceeding of JSCE, No. 360/V-3, 1985,

pp155～164

- 73) Lovrovich, J.S. and McLean, D.I : Punching shear behavior of slabs with varying span-depth ratios, Structural Journal, ACI, Vol. 87, No. 5, pp507～511, September-October, 1990
- 74) 前田ほか：鉄筋コンクリート床版の押抜きせん断耐力の評価式，土木学会論文報告集，No. 348/V-1, 1984, pp133～141
- 75) 関博：集中荷重を受ける鉄筋コンクリート固定スラブの設計法に関する研究，土木学会論文報告集，No. 315, 1981. 11, pp137～148
- 76) 角田ほか：鉄筋コンクリートスラブの押抜きせん断耐力に関する実験的研究，土木学会論文報告集，No. 229, 1974. 9, pp105～115
- 77) 中野ほか：橋梁基礎のフーチング・頂版のせん断耐力に関する実験的研究，土木技術資料，No. 38～39, 1996
- 78) 石川ほか：ケーソン基礎頂版の耐力に関する解析的研究，土木学会第 50 回年次学術講演会講演概要集，第 5 部，1995. 9, pp970～971
- 79) 鈴木ほか：ケーソン基礎の RC 頂版のせん断耐力評価に関する研究，コンクリート工学論文集，Vol. 9, No. 1, 1998, pp47～61
- 80) 谷村幸裕：鉄筋コンクリート基礎部材の合理的設計法に関する研究，財) 鉄道総合技術研究所 構造技術研究部，2004. 6
- 81) 七澤ほか：ケーソン基礎頂版の耐力に関する実験的研究，土木学会第 50 回年次学術講演会講演概要集，第 5 部，1995. 9, pp968～969
- 82) 加藤ほか：厚い版部材のせん断耐力に関する実験的研究～ケーソン基礎頂版模型実験～，土木学会第 51 回年次学術講演会講演概要集，第 5 部，1996. 9, pp786～787
- 83) 土木学会：コンクリート標準示方書（設計編），2007, pp141～144
- 84) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物設計標準・同解説（コンクリート構造物），2004. 4, pp150～153

[第 3 章]

- 1) 村田ほか：コンクリート充填円形鋼管柱の耐荷力と変形性能の評価，構造工学論文集 vol. 44A, 1998. 3, pp1555～1564
- 2) 村田ほか：コンクリート充填円形鋼管柱の変形性能の再評価，土木学会論文集 No. 640 / I-50, 2000. 1, pp149～163
- 3) 斎藤ほか：円形断面コンクリート充填鋼管部材の最大耐力時における変形性能算定法の検討，複合合成構造の活用に関するシンポジウム vol. 10, 2013. 11, pp63-1～7
- 4) 青木ほか：せん断スパン比の小さいコンクリート充填鋼管部材の曲げ耐力と変形性能の評価，鉄道総研報告 Vol. 28 No. 1, 2014. 1, pp23～28
- 5) 斎藤ほか：高強度材料を用いたコンクリート充填鋼管部材の曲げ耐力と変形性能の評

価, 鉄道総研報告 Vol. 28 No. 1, 2014. 1, pp29~34

- 6) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物設計標準・同解説（鋼とコンクリートの複合構造物），2016. 1
- 7) 村田ほか：複合構造を適用した鉄道高架橋の設計法に関する研究，鉄道総研報告（特別第 42 号），2000. 7

[第 4 章]

- 1) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物設計標準・同解説（鋼とコンクリートの複合構造物），2016. 1

[第 5 章]

- 1) 土木学会：複合構造標準示方書 [原則編・設計編]，2014
- 2) 土木学会：コンクリート標準示方書 [設計編]，2017
- 3) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説（鋼とコンクリートの複合構造物），2016. 1
- 4) 高嶋ら：孔あき鋼板リブ付き鋼管ソケット接合の耐力評価式の提案，土木学会構造工学論文集 Vol. 54A, 2008. 3, pp798~806
- 5) 古内ほか：孔あき鋼板ジベルのせん断伝達耐力に関する一考察，第 6 回複合構造の活用に関するシンポジウム，2005
- 6) 山田ほか：CFT 柱 RC はり接合部の載荷実験と三次元 FEM 解析，コンクリート工学年次論文集 Vol. 24 No. 2, 2002, pp415~420
- 7) 藤井ほか：孔あき鋼板ジベルのずれ耐荷力評価式，土木学会論文集 A1, Vol. 70, No. 5, II_53-II_68, 2014
- 8) 岡村甫，前川宏一：鉄筋コンクリートの非線形解析と構成則，技報動出版，1990.
- 9) Maekawa, K., Pimanmas, A. and Okamura, H.: *Nonlinear Mechanics of Reinforced Concrete*, Spon Press, London, 2003.
- 10) Maekawa, K. and Okamura, H.: The Deformational Behavior and Constitutive Equation of Concrete Using the Elasto-Plastic Fracture Model, *journal of the Faculty of Engineering, the University of Tokyo(B)*, Vol. 37, No. 2, pp. 253-328, 1983.
- 11) An, X., Maekawa, K. and Okamura, H.: Numerical simulation of size effect in shear strength of RC beams, *Journal of Materials, Concrete Structures and Pavements*, JSCE, No. 564/V-35, pp. 297-316, 1997.
- 12) 玉井真一，島弘，出雲淳一，岡村甫：一軸引張部材における鉄筋鉄筋の降伏以後の平均応力ー平均ひずみ関係，土木学会論文集，No. 378/V-6, pp239-247, 1987.
- 13) 福浦尚之，前川宏一：RC 非線形解析に用いる鉄筋の繰り返し履歴モデル，土木学会論文集，

No. 564/V-35, pp. 291-295, 1997.

- 14) Li, B., Maekawa, K. and Okamura, H : Contact density model for stress transfer across cracks in concrete, *Journal of the Faculty of Engineering, The University of Tokyo(B)*, Vol. XL, No. 1, pp9-52, 1989.

[第6章]

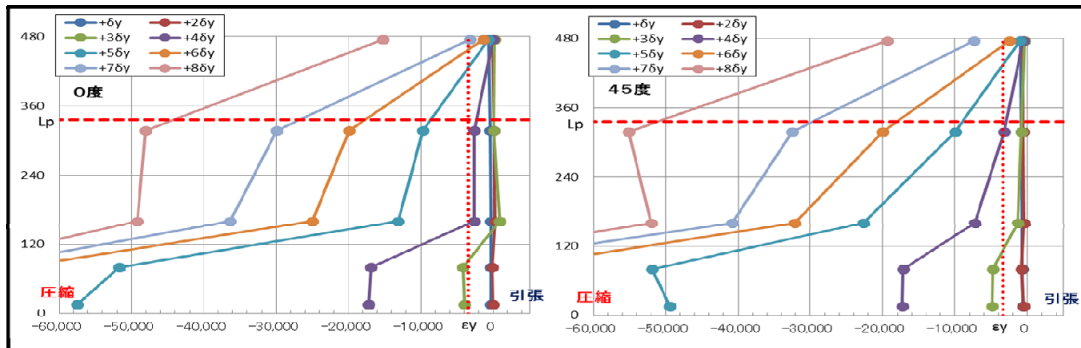
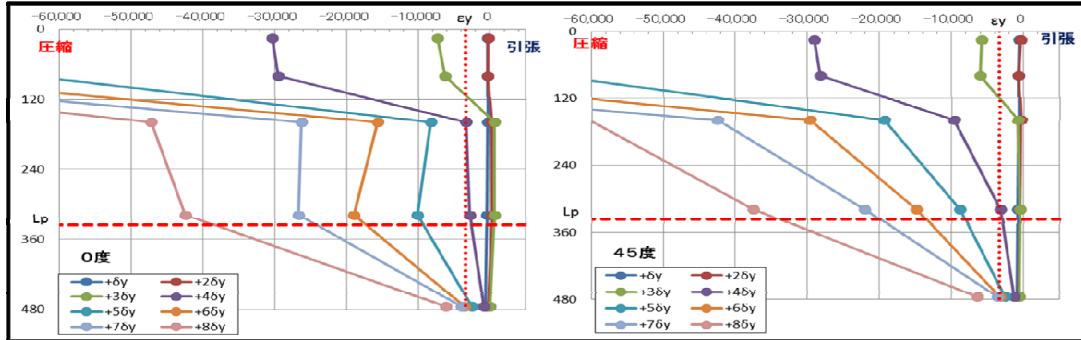
- 1) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物設計標準・同解説（コンクリートの構造物），2004. 4
- 2) 谷村幸裕：鉄筋コンクリート基礎部材の合理的設計法に関する研究，財）鉄道総合技術研究所 構造技術研究部，2004. 6
- 3) 土木学会：コンクリート標準示方書【設計編】，丸善 2017
- 4) 土木学会：複合構造標準示方書【設計編】，丸善 2014

[第7章]

- 1) 独) 鉄道建設・運輸施設整備支援機構：地下構造物用合成鋼管柱設計の手引き，2011. 4
- 2) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物設計標準・同解説（鋼とコンクリートの複合構造物），2016. 1
- 3) 社) 日本コンクリート工学協会：自己収縮研究委員会報告書，pp. 8～12，1998
- 4) 矢木誠一郎ほか：コンクリート充填鋼管柱（CFT）の強度および力学的特性に関する検討，第4回複合構造の活用に関するシンポジウム講演論文集(20)，1999. 11
- 5) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物設計標準・同解説（開削トンネル），2001. 3
- 6) 岡田ほか：開削による地盤および既設トンネルのリバウンドに関する予測手法，土木学会論文集 No. 763/VI-63, 53-69, 2004. 6

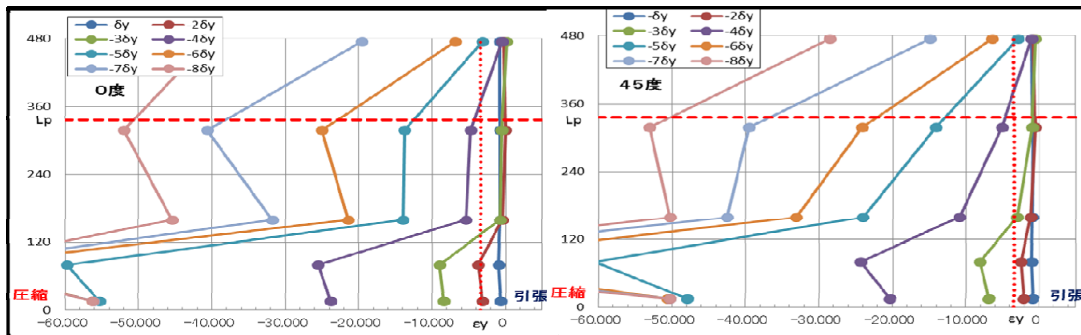
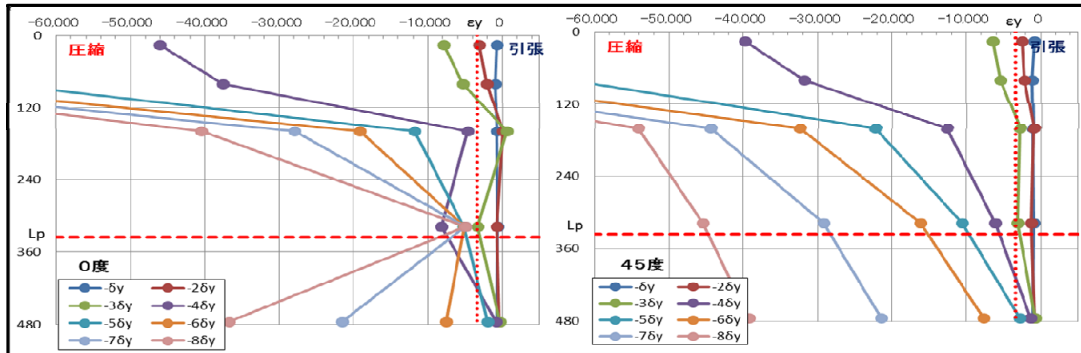
(付録 1) 鋼管端部のひずみ鉛直方向分布

鋼管上端の引張側鉛直ひずみ分布(正載荷時) 試験体(O)



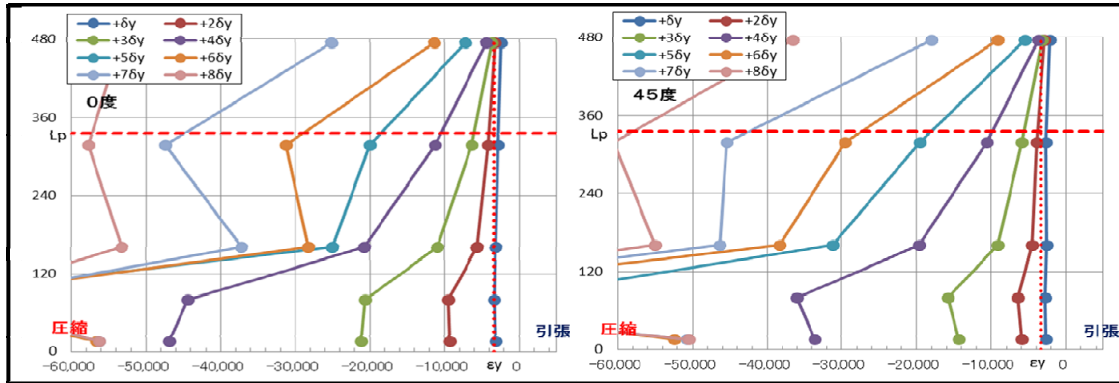
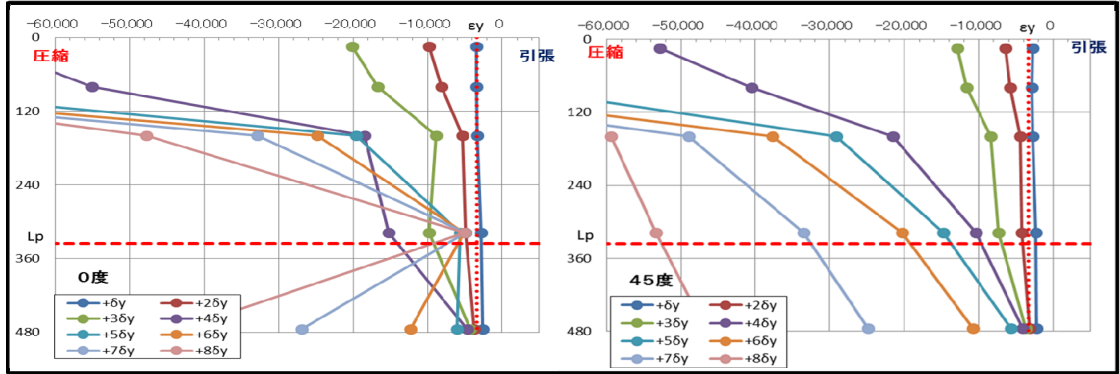
鋼管下端の引張側鉛直ひずみ分布(正載荷時) 試験体(O)

鋼管上端の引張側鉛直ひずみ分布(負載荷時) 試験体(O)



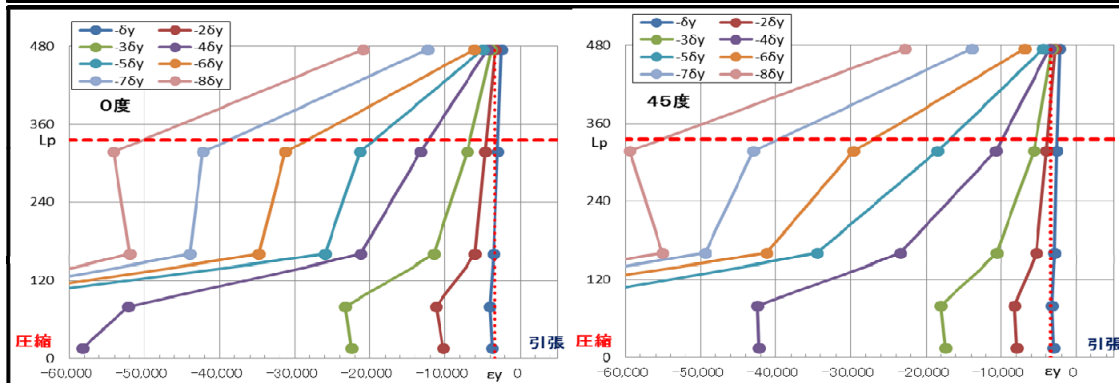
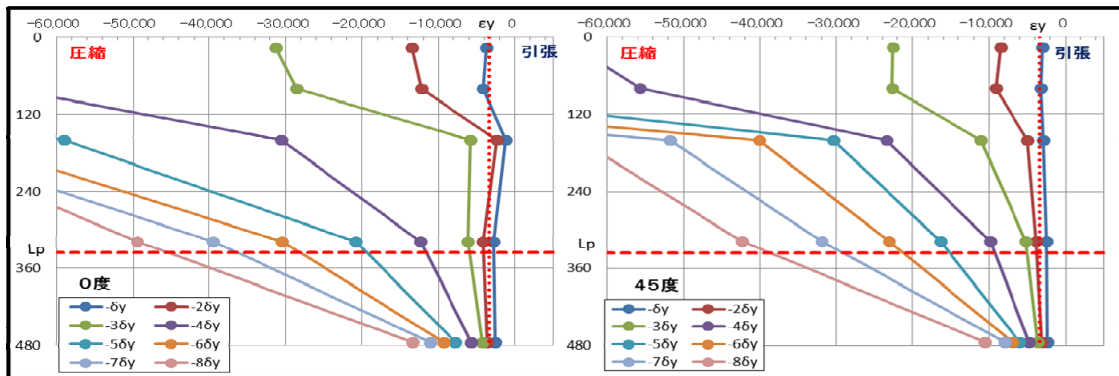
鋼管下端の引張側鉛直ひずみ分布(負載荷時) 試験体(O)

鋼管上端の圧縮側鉛直ひずみ分布(正載荷時) 試験体(O)



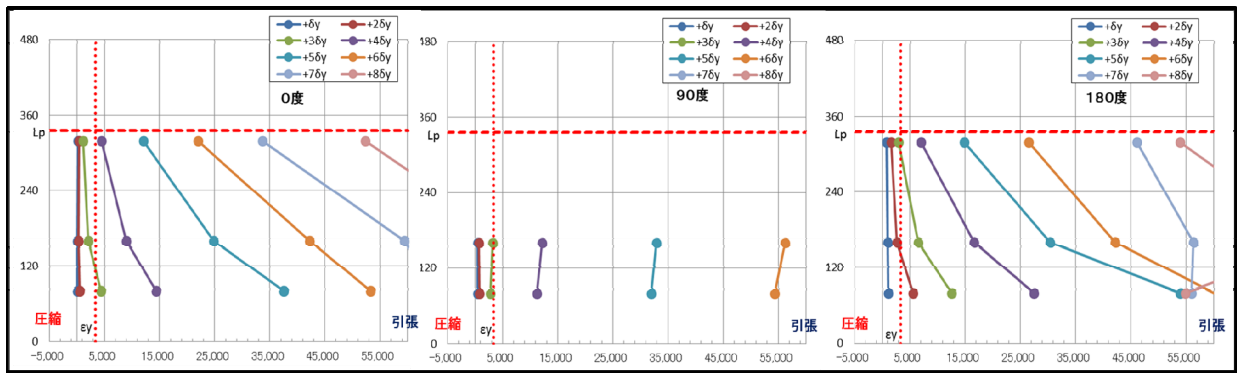
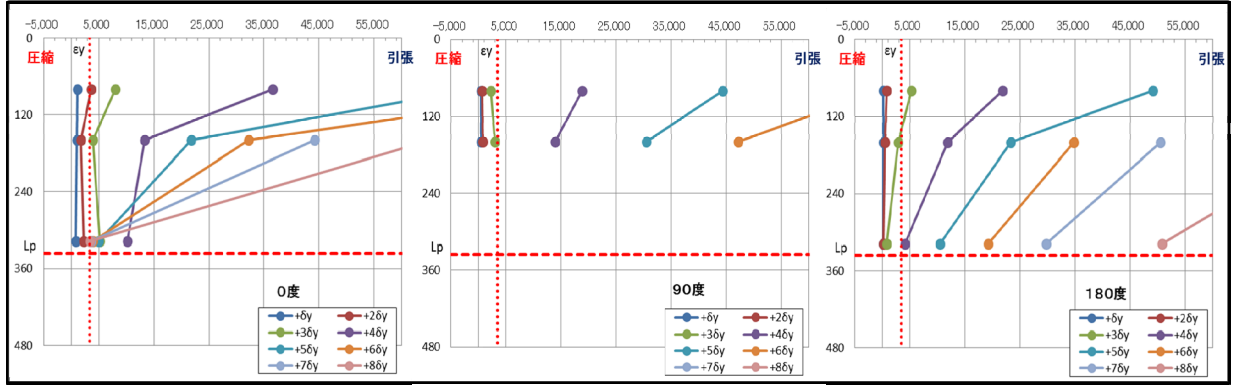
鋼管下端の圧縮側鉛直ひずみ分布(正載荷時) 試験体(O)

鋼管上端の圧縮側鉛直ひずみ分布(負載荷時) 試験体(O)



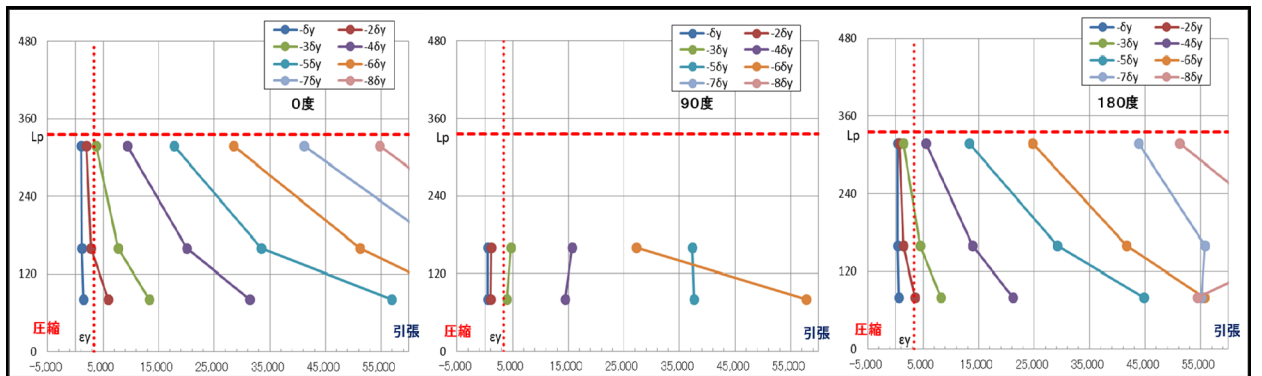
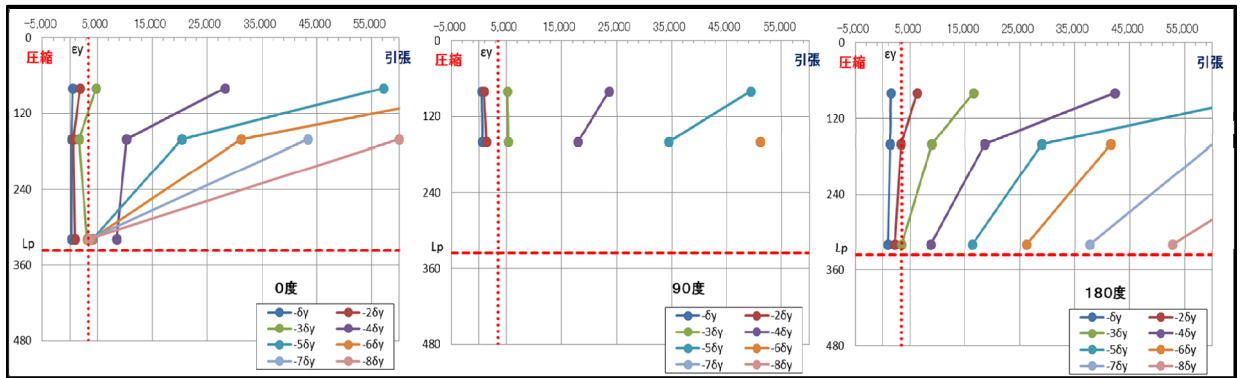
鋼管下端の圧縮側鉛直ひずみ分布(負載荷時) 試験体(O)

鋼管上端の周方向ひずみ分布(正載荷時) 試験体(O)



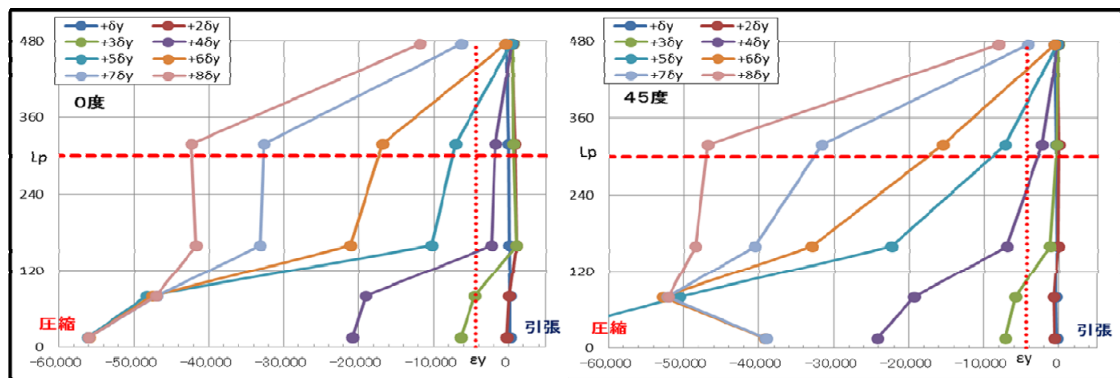
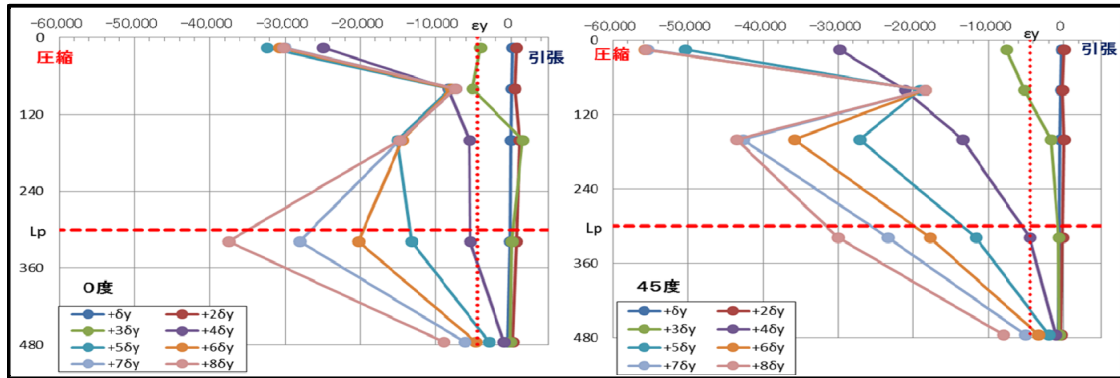
鋼管下端の周方向ひずみ分布(正載荷時) 試験体(O)

鋼管上端の周方向ひずみ分布(負載荷時) 試験体(O)



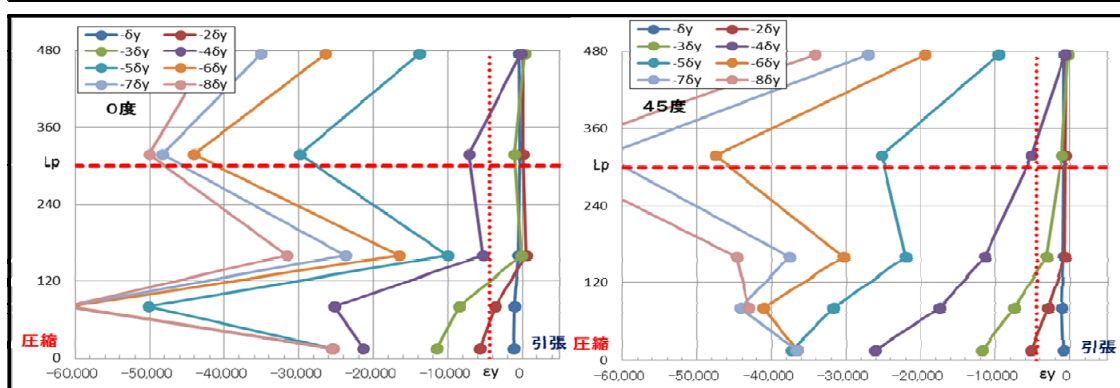
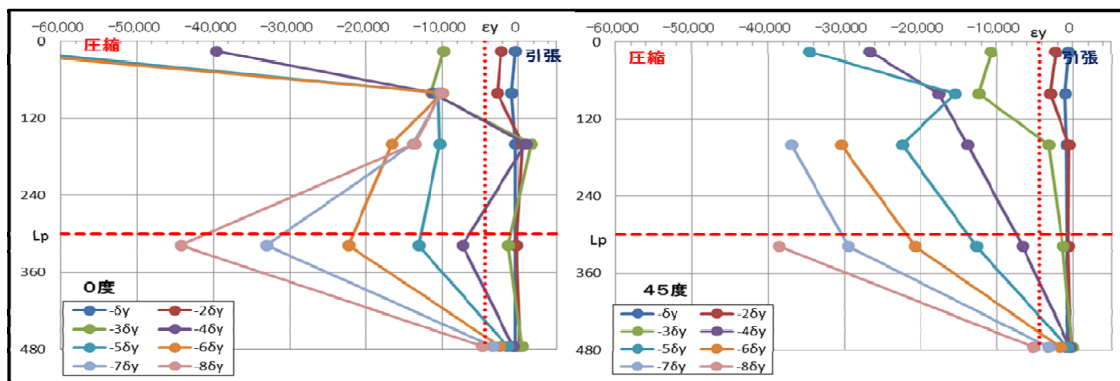
鋼管下端の周方向ひずみ分布(負載荷時) 試験体(O)

鋼管上端の引張側鉛直ひずみ分布(正載荷時) 試験体(T)



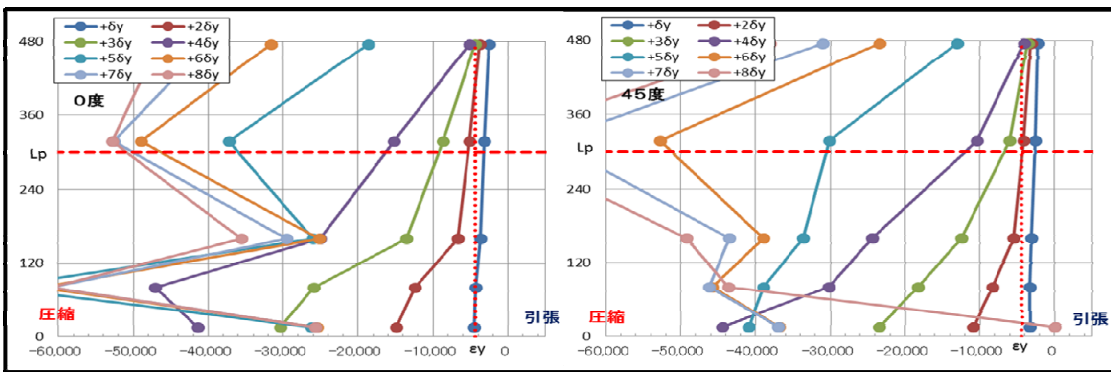
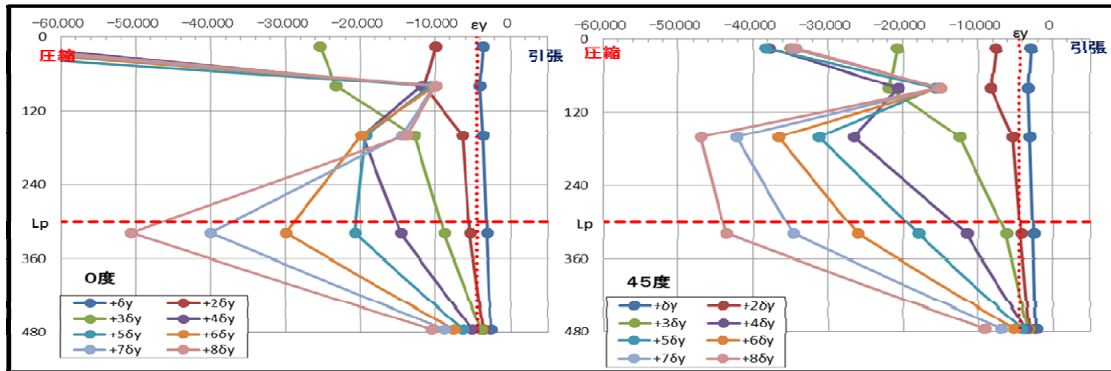
鋼管下端の引張側鉛直ひずみ分布(正載荷時) 試験体(T)

鋼管上端の引張側鉛直ひずみ分布(負載荷時) 試験体(T)



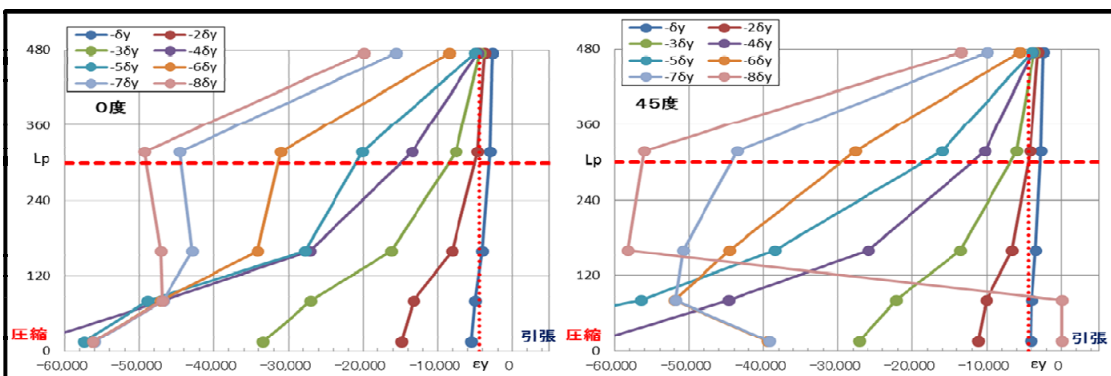
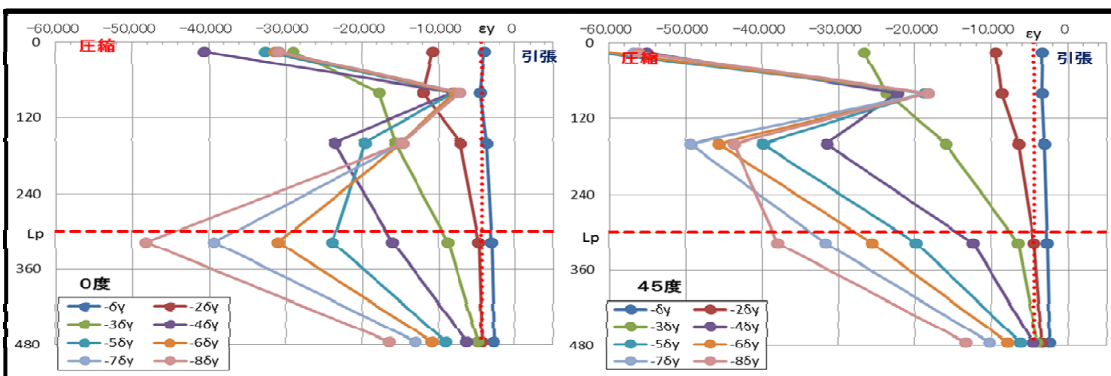
鋼管下端の引張側鉛直ひずみ分布(負載荷時) 試験体(T)

鋼管上端の圧縮側鉛直ひずみ分布(正載荷時) 試験体(T)



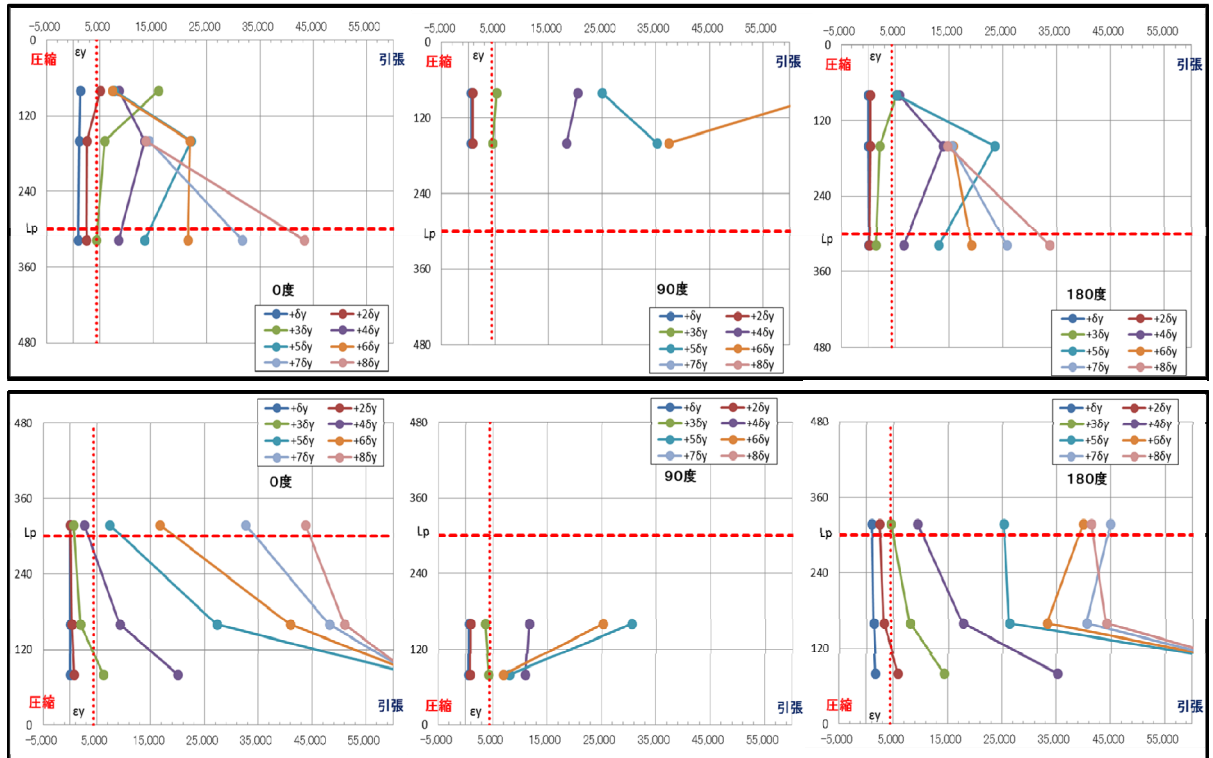
鋼管下端の圧縮側鉛直ひずみ分布(正載荷時) 試験体(T)

鋼管上端の圧縮側鉛直ひずみ分布(負載荷時) 試験体(T)



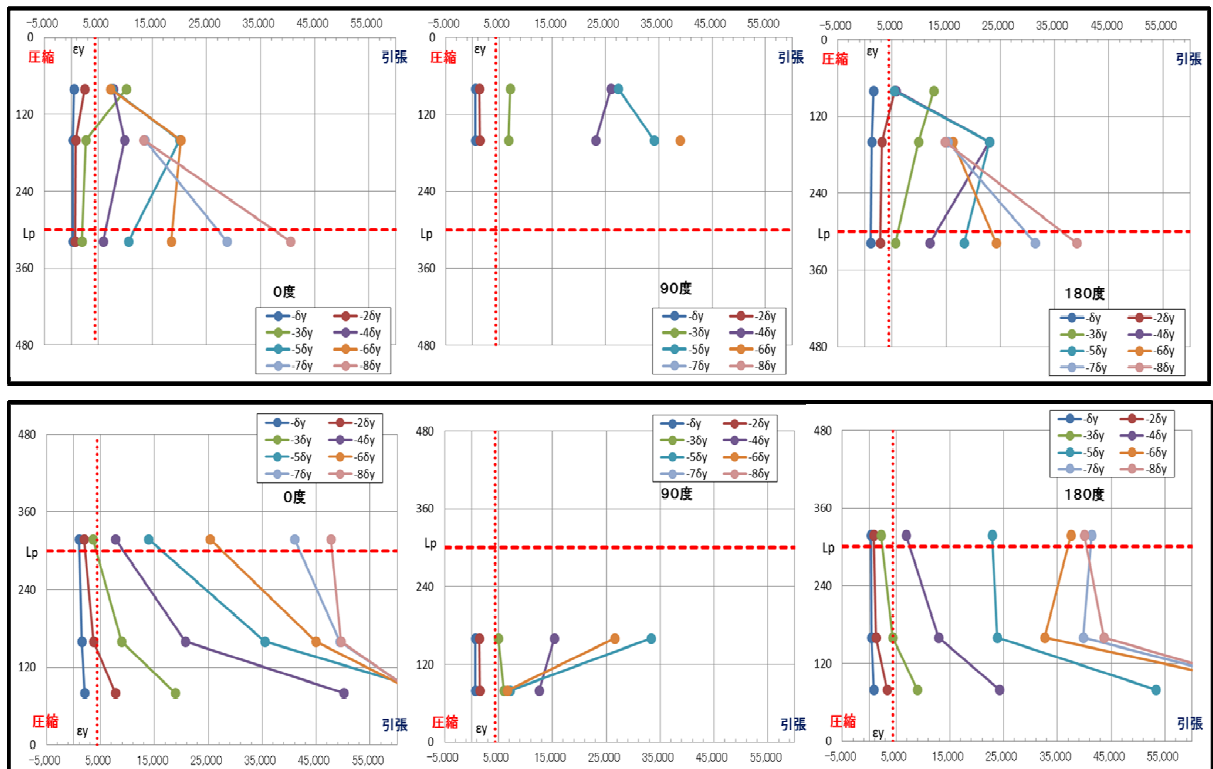
鋼管下端の圧縮側鉛直ひずみ分布(負載荷時) 試験体(T)

鋼管上端の周方向ひずみ分布(正載荷時) 試験体(T)



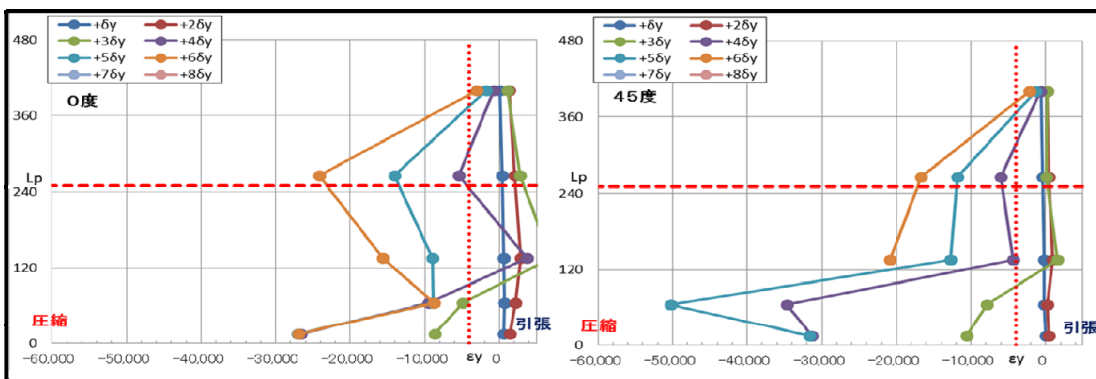
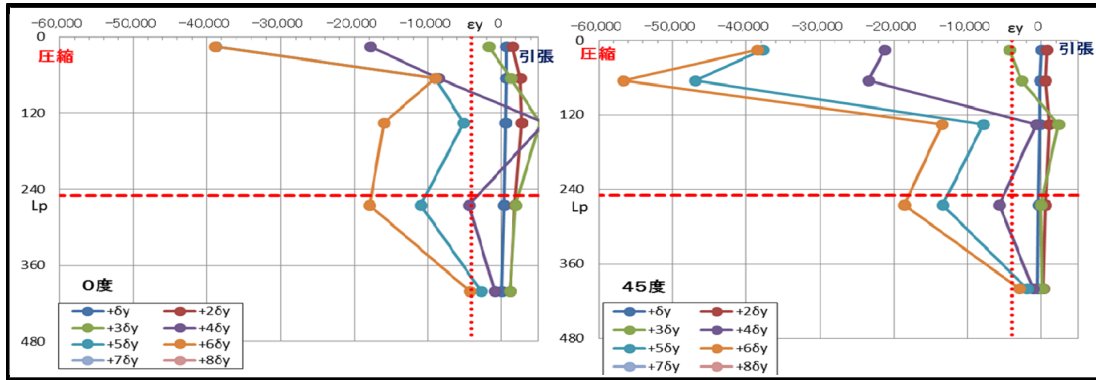
鋼管下端の周方向ひずみ分布(正載荷時) 試験体(T)

鋼管上端の周方向ひずみ分布(負載荷時) 試験体(T)



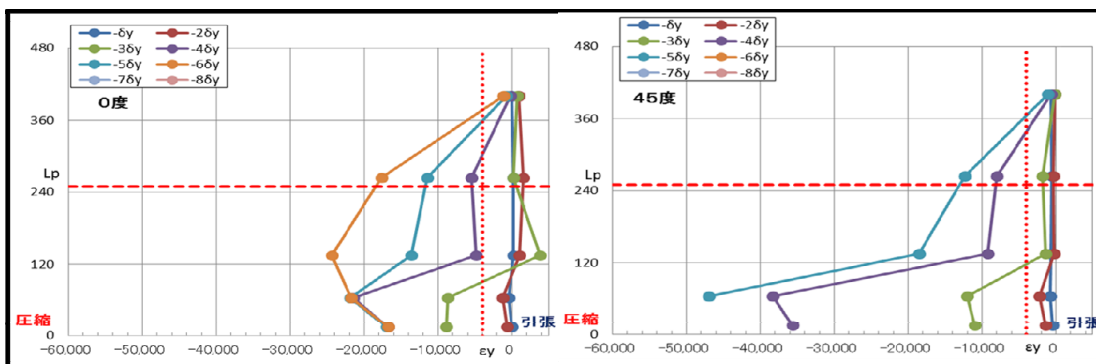
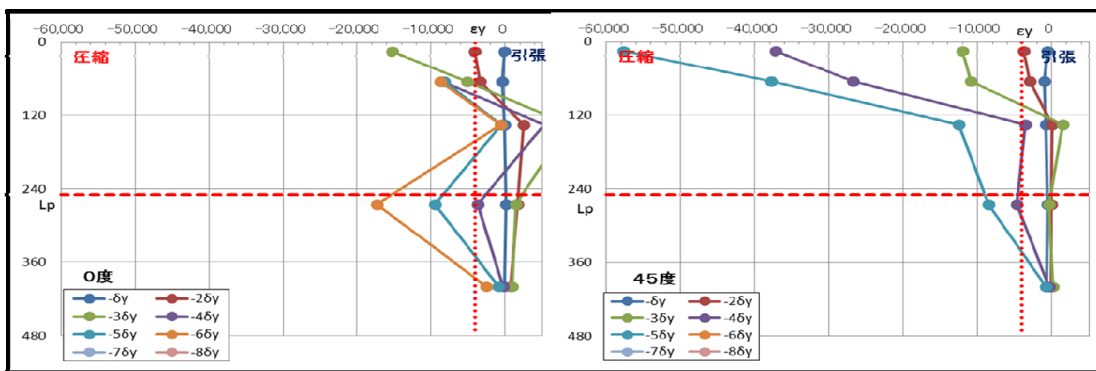
鋼管下端の周方向ひずみ分布(負載荷時) 試験体(T)

鋼管上端の引張側鉛直ひずみ分布(正載荷時) 試験体(S)



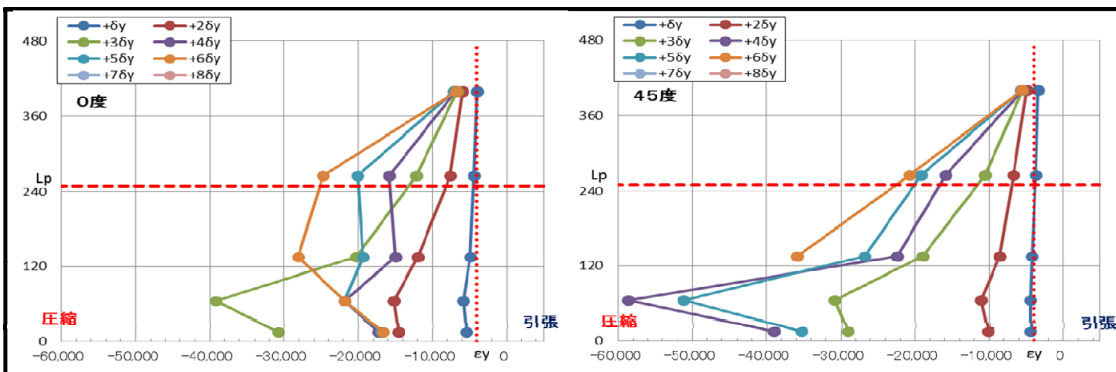
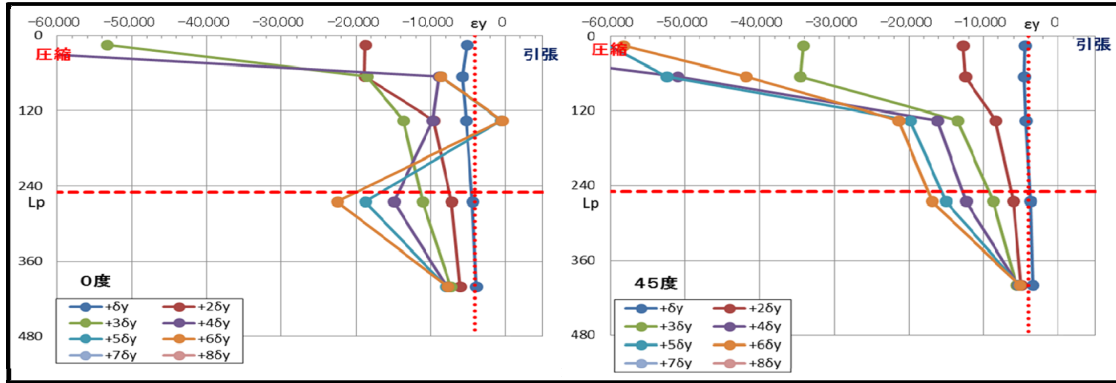
鋼管下端の引張側鉛直ひずみ分布(正載荷時) 試験体(S)

鋼管上端の引張側鉛直ひずみ分布(負載荷時) 試験体(S)



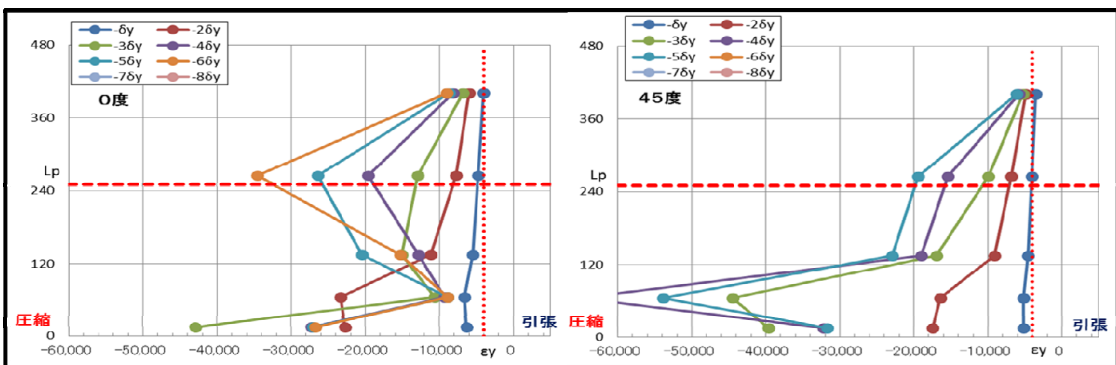
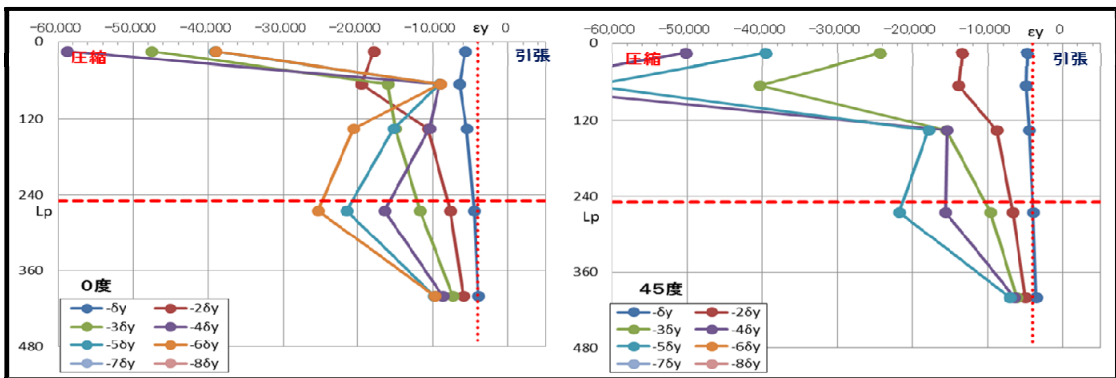
鋼管下端の引張側鉛直ひずみ分布(負載荷時) 試験体(S)

鋼管上端の圧縮側鉛直ひずみ分布(正載荷時) 試験体(S)



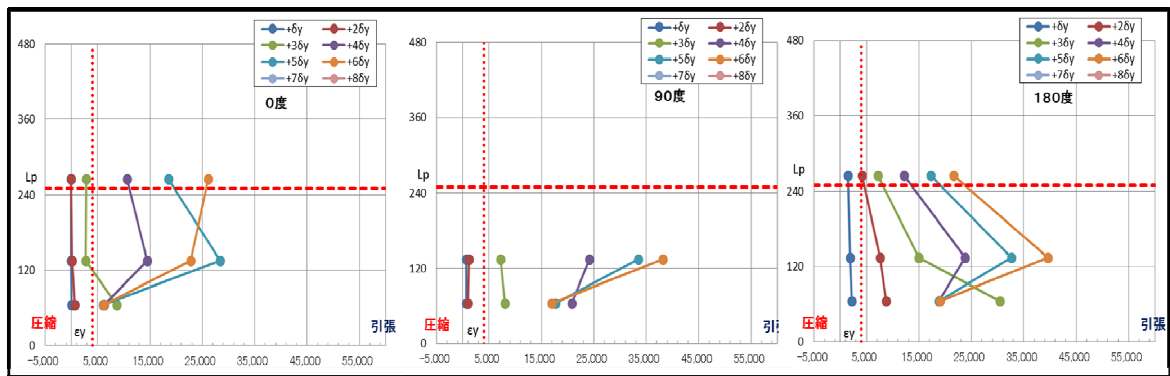
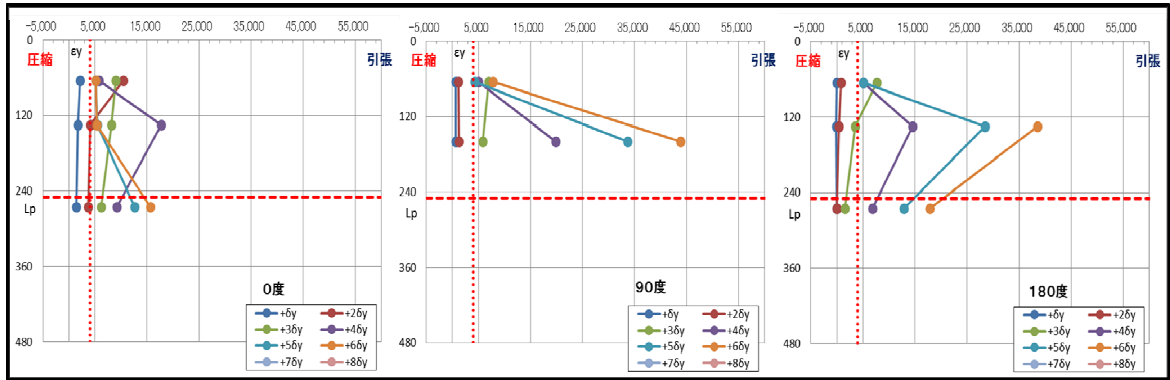
鋼管下端の圧縮側鉛直ひずみ分布(正載荷時) 試験体(S)

鋼管上端の圧縮側鉛直ひずみ分布(負載荷時) 試験体(S)



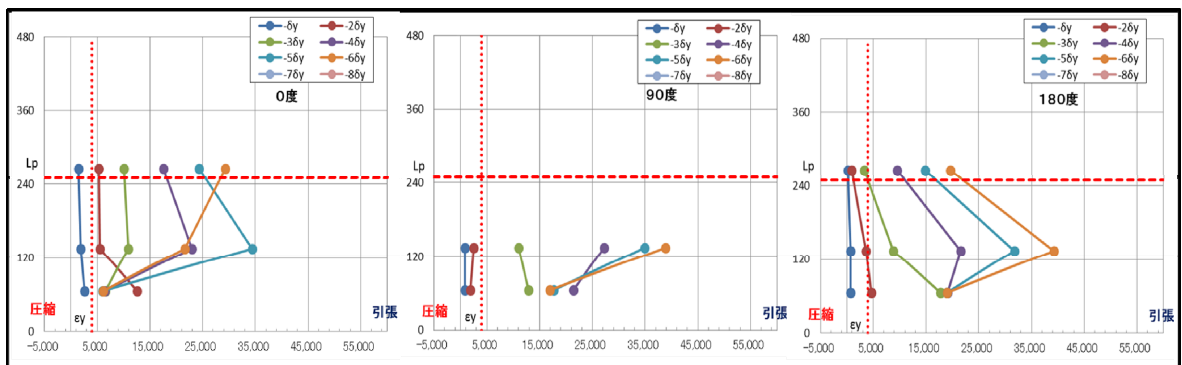
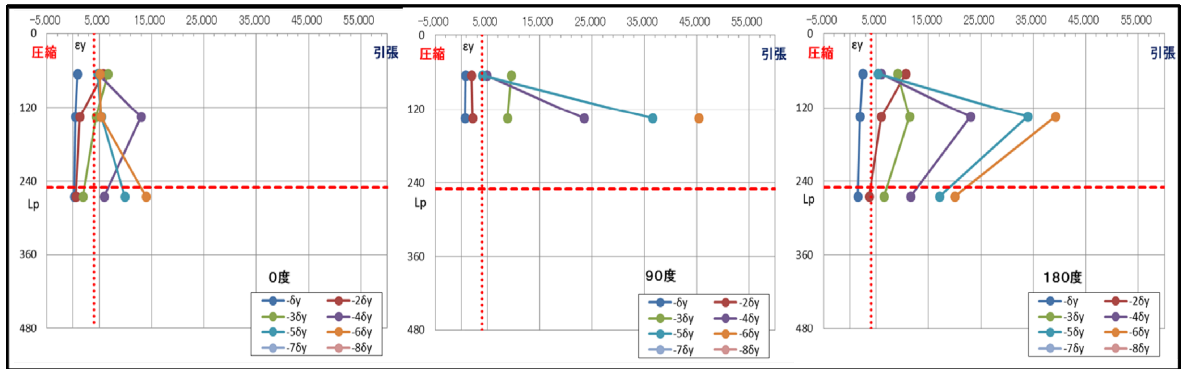
鋼管下端の圧縮側鉛直ひずみ分布(負載荷時) 試験体(S)

鋼管上端の周方向ひずみ分布(正載荷時) 試験体(S)



鋼管下端の周方向ひずみ分布(正載荷時) 試験体(S)

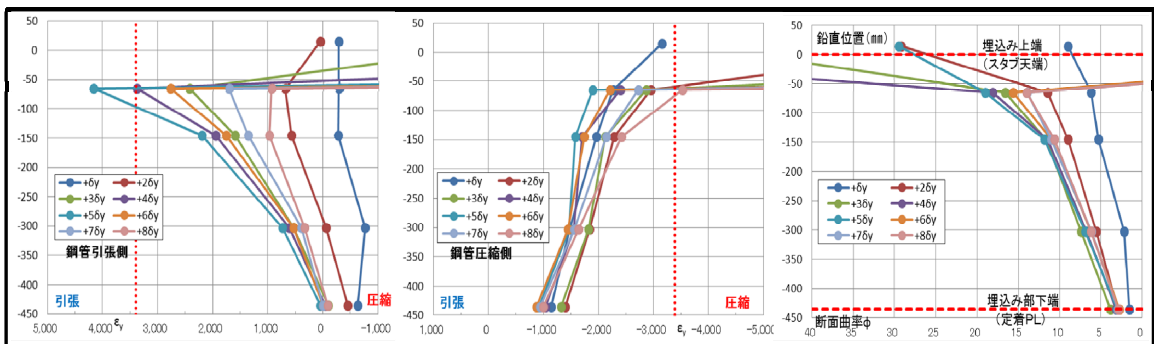
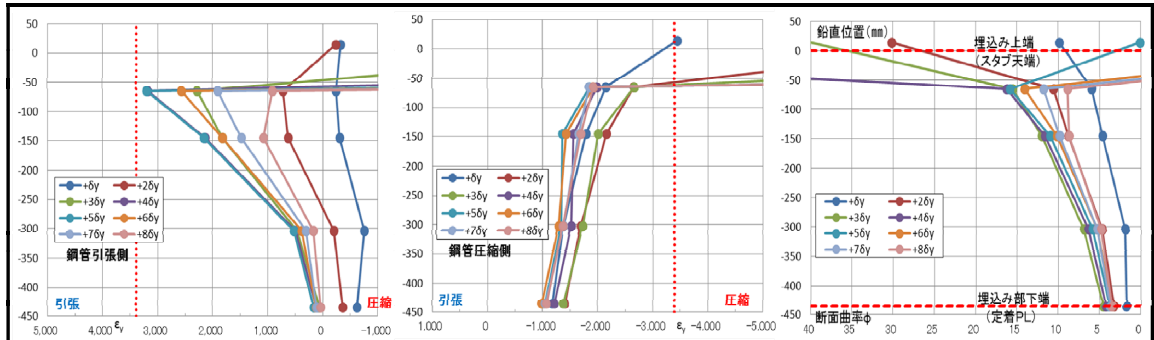
鋼管上端の周方向ひずみ分布(負載荷時) 試験体(S)



鋼管下端の周方向ひずみ分布(負載荷時) 試験体(S)

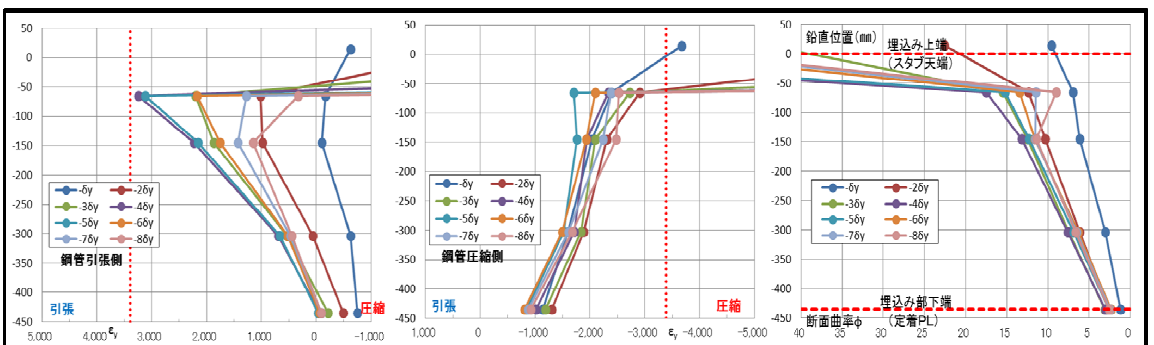
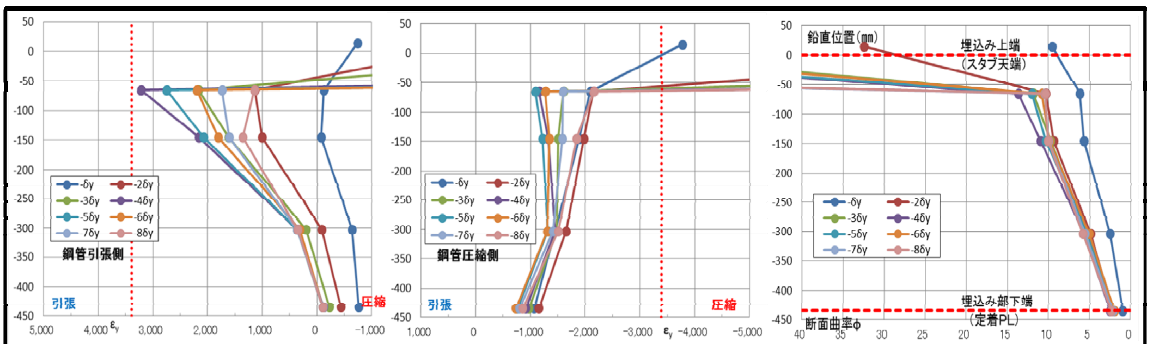
(付録 2) 鋼管埋込み部の鉛直方向ひずみ分布

鋼管上端の埋込み部鉛直ひずみ分布(正載荷時)試験体(O)



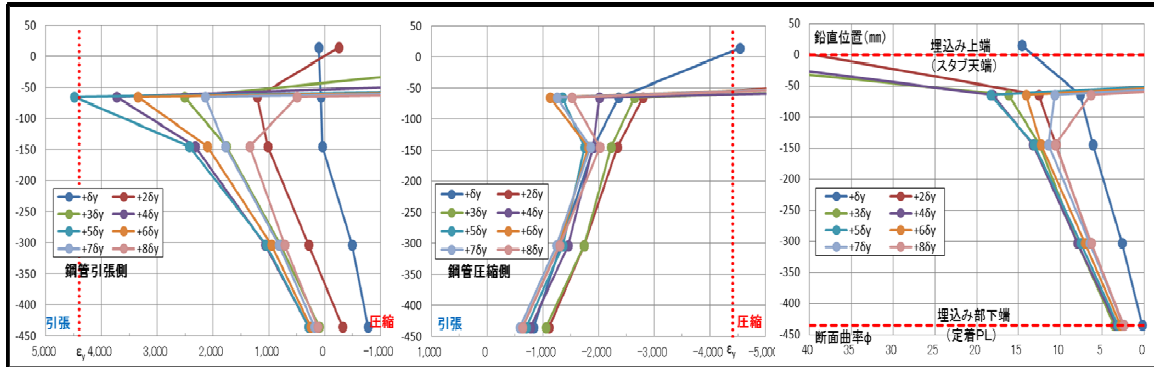
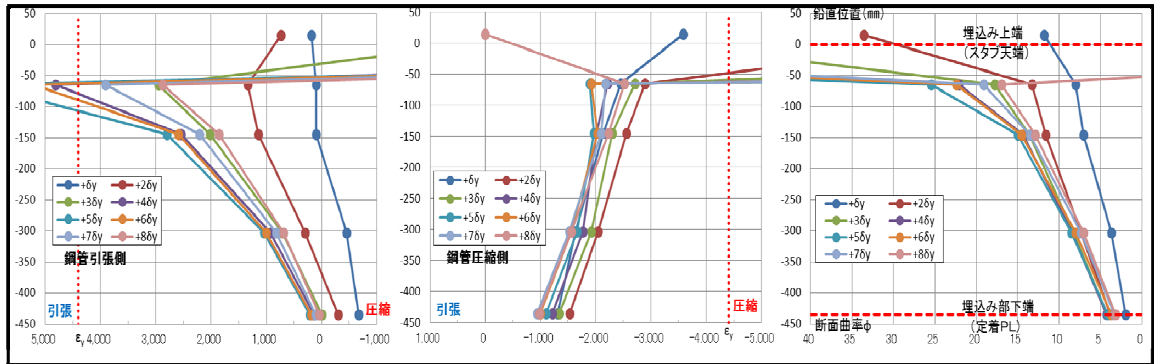
鋼管下端の埋込み部鉛直ひずみ分布(正載荷時)試験体(O)

鋼管上端の埋込み部鉛直ひずみ分布(負載荷時)試験体(O)



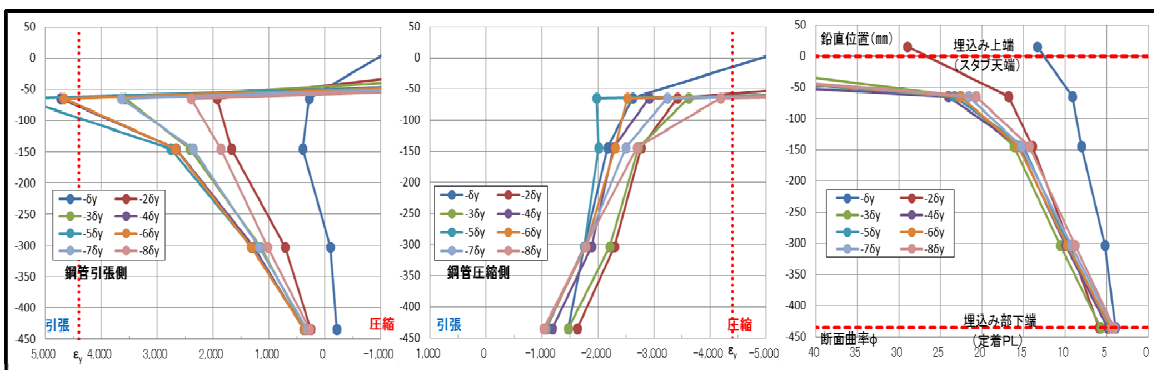
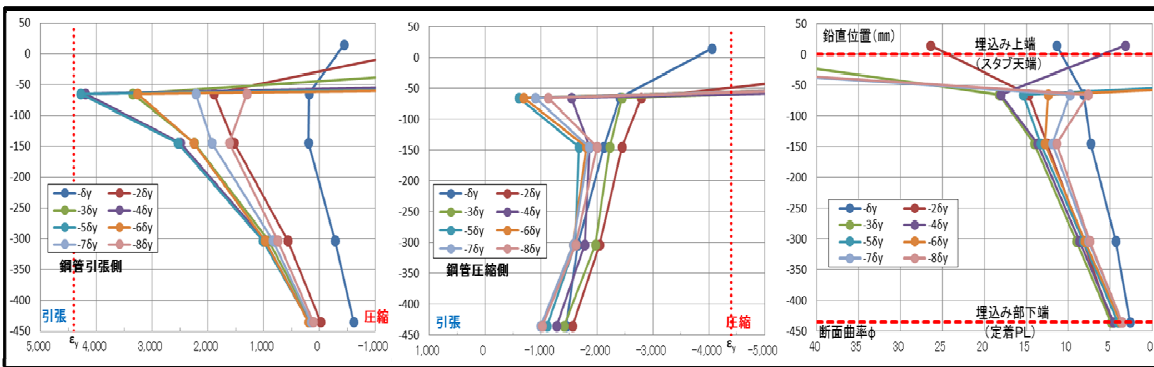
鋼管下端の埋込み部鉛直ひずみ分布(負載荷時)試験体(O)

鋼管上端の埋込み部鉛直ひずみ分布(正載荷時) 試験体(T)



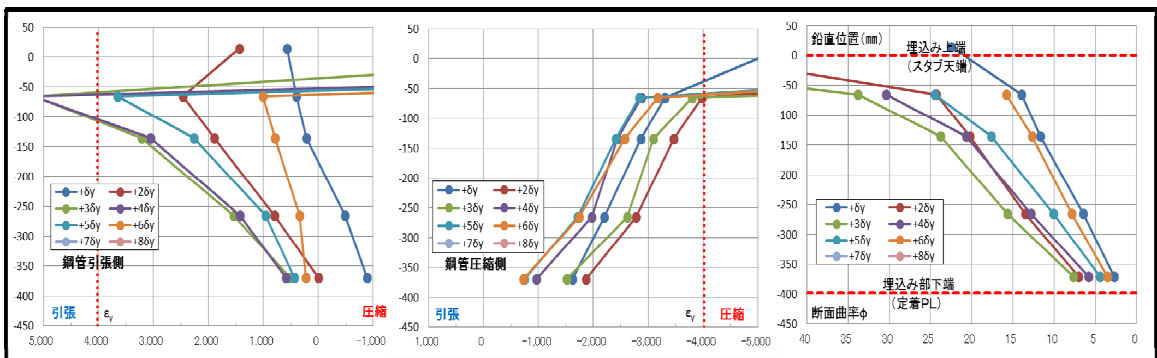
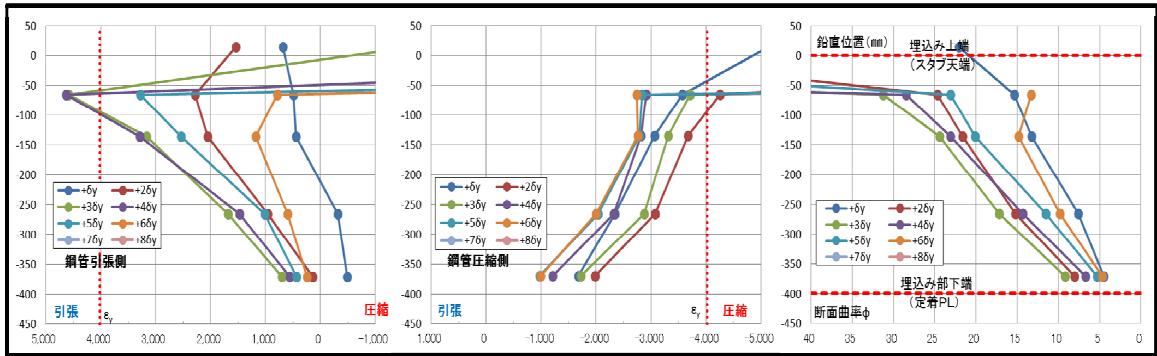
鋼管下端の埋込み部鉛直ひずみ分布(正載荷時) 試験体(T)

鋼管上端の埋込み部鉛直ひずみ分布(負載荷時) 試験体(T)



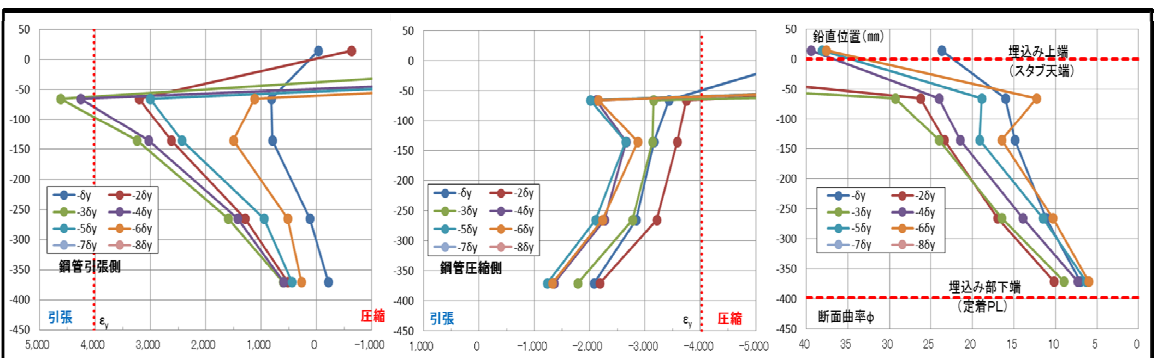
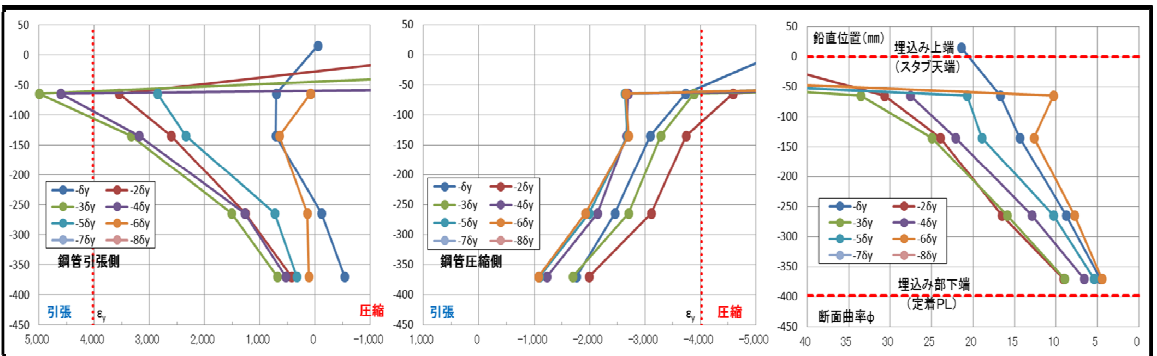
鋼管下端の埋込み部鉛直ひずみ分布(負載荷時) 試験体(T)

鋼管上端の埋込み部鉛直ひずみ分布(正載荷時) 試験体(S)



鋼管下端の埋込み部鉛直ひずみ分布(正載荷時) 試験体(S)

鋼管上端の埋込み部鉛直ひずみ分布(負載荷時) 試験体(S)



鋼管下端の埋込み部鉛直ひずみ分布(負載荷時) 試験体(S)

謝 辞

本論文は、既設駅直下に計画された中央新幹線地下駅の主要部材として、特に大きな荷重を受ける構真柱に関して、その使用条件および施工条件を踏まえた構造システムについて、10年強の期間を要して実施してきた研究開発の内容をまとめたものである。

本論文の取りまとめに際し、横浜国立大学都市イノベーション研究院の前川宏一教授には、終始懇切なるご指導を頂くとともに、学位論文の審査にあたっては主査をお勤め頂きました。心より御礼申し上げますとともに、深甚なる謝意を表します。

また、指導及び審査に当たりましては、横浜国立大学都市イノベーション研究院の勝地弘教授、細田暁教授、藤山知加子准教授、田村洋准教授より様々な観点から貴重なご指導を頂きました。御礼を申し上げますとともに、深く感謝いたします。

鉄道総合技術研究所の池田学博士、岡本大博士、仁平達也博士には、CFTの性能実験、接合構造の実験、解析および分析など、本論文の全般に渡り、多大なるご助言をいただきました。

北武コンサルタント株式会社の渡辺忠朋博士、坂口淳一氏には、接合構造の解析に際し多大なるご助言、ご協力を頂きました。

JFE スチール株式会社の辰見ター氏、辻本和仁氏、市川和臣氏をはじめ多くの方々に、鋼管機械式継手に関する実験および解析をはじめ、その結果の分析にあたり多大なるご協力を頂きました。

ジェイアール東海コンサルタンツ株式会社の村田清満博士には、CFTの性能評価について、ご助言をいただきました。また、同社の佐藤遼生氏、中嶋芳紀氏には函体設計全般、特に、構真柱の影響を受ける床版について、ご助言をいただきました。さらに、永坂亮介氏、益田悠貴氏には、接合構造実験および解析のデータ分析にご協力いただきました。

東海旅客鉄道株式会社中央新幹線推進本部の安原真人博士、戸崎隆之氏には、研究全般にわたってご援助を頂くとともに、研究推進に際し実務的な立場から貴重な意見を頂きました。さらに長期にわたりました本研究では、それぞれの場面場面において、久保淳一郎博士をはじめとして建設を担当する中央新幹線建設部の方々にご協力、ご尽力を頂きました。

このほかにも、多くの方々のご協力、ご支援をいただきまして本研究をまとめることができました。誠にありがとうございます。心から厚くお礼申し上げます。

最後に、家族のみんなに感謝するとともに、本研究の成果が中央新幹線の建設に貢献し、また、今後の都心地下空間建設に活用されることを期待しつつ、今後ともさらなる技術の研鑽に取り組んでまいります。

令和3年9月 岩田 眞