

6 各分野での鋼構造物における最近の話題

6.1 大断面シールドトンネル分合流部における鋼殻の設計法について

6.1.1 はじめに

首都高速中央環状線（以下、中央環状線）は、都心環状線の外側、都心から半径約8kmの場所に位置する延長約47kmの環状道路である。この中央環状線の整備により、都心への「通過交通」が迂回・分散され、首都高速道路全体のバランスのとれた利用が可能となり、渋滞が大幅に緩和されるものと期待されている。さらに、交通渋滞の緩和により首都機能の維持・増進に資するとともに、経済効果並びに環境改善に貢献するものと考えている。このうち、東側および北側の約26kmに加え西側に位置する中央環状新宿線（以下、山手トンネル）の5号池袋線から4号新宿線までの6.7kmが平成19年12月に完成し、全体の約7割が開通している。残る4号新宿線から3号渋谷線に至る延長4.3kmの区間については、平成21年度完成に向け現在急ピッチで建設が進められている。さらに、その南側に位置する中央環状品川線約9.3kmについては、東京都との合併施工により平成25年度の完成に向け、立坑の構築、シールド工の準備をしているところである（図-6.1.1 参照）。本稿では、山手トンネルの建設にあたって新たに開発した大断面シールドトンネル分合流部における鋼殻の設計法について報告する。



図-6.1.1 首都高速道路ネットワーク

6.1.2 路線概要

山手トンネルは、沿道の土地利用状況や良好な都市環境保全の要請および都市空間の高度利用の観点から、幅員40mに拡幅される環状第6号線（山手通り）の地下空間を有効活用したトンネル構造で計画された。このため、交差する鉄道、河川、地下鉄などの既存のインフラをはじめ、大規模な地下埋設物やライフラインなどが輻輳することから、線形、構造、工法の選定にあたって、これらの制約条件を考慮することが必要であった。また、山手トンネルには、3号渋谷線、4号新宿線、5号池袋線と接続する3箇所のジャンクション、地上にアクセスするための6箇所の出入口、トンネル内の換気を行う9箇所の換気所が設置されている。以上のことなどから、トンネル区間約10kmのうち約8割に外径φ11m～13mの大断面のシールド工法を採用した。さらに、コスト削減、工期短縮を図るため、出入口や換気所の一部では併設されるシールドトンネル間の地盤を開削工法あるいは非開削工法により掘削し、シールドトンネルと出入口などのRC躯体（以下、躯体）を接合する「シールドトンネル切開き工法（以下、切開き工法）」を新たに開発し、シールドの長距離化を図った。図-6.1.2に山手トンネルの路線概要を示すが、2本のトンネルで示される箇所がシールド工法を採用したトンネル区間で、7区間を9機のシールドマシンで施工している。

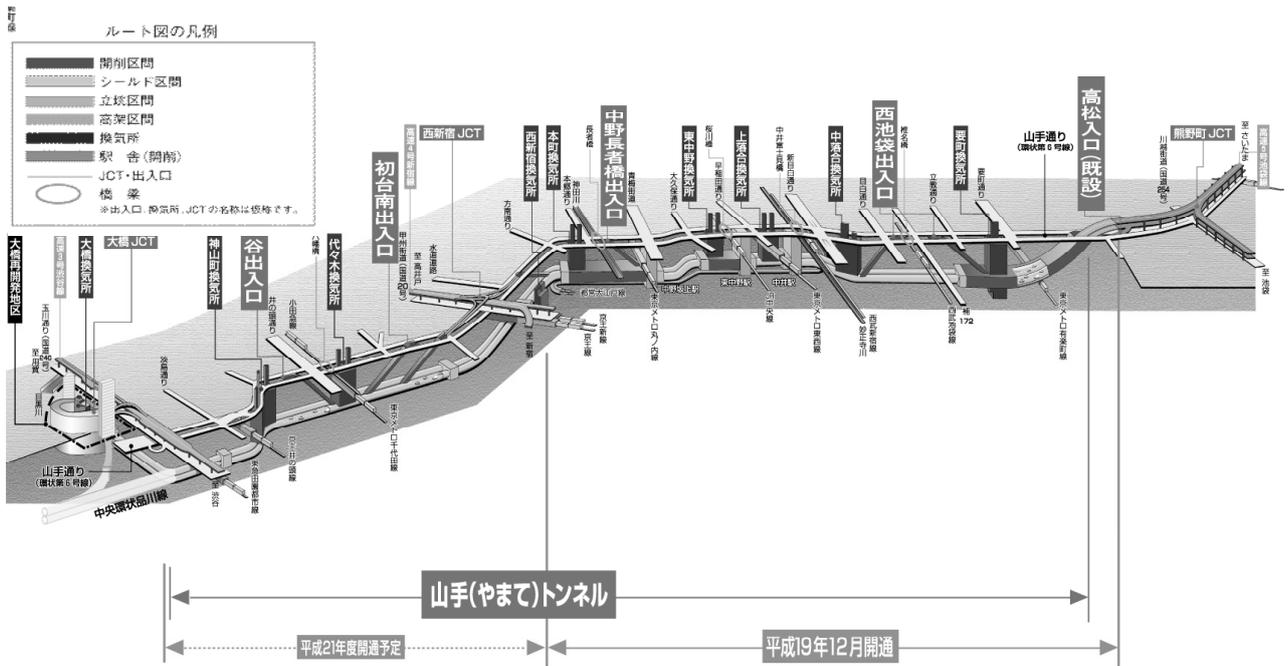


図-6.1.2 山手トンネル路線概要図

6.1.3 構造概要

山手トンネルでは9箇所の分合流部が施工されるが、このうち5箇所はシールドトンネルの区間に設けられている。この出入口などは、道路中央側から分合流するセンターランプ形式を採用している。図-6.1.3に分合流部の構造概要を示す。併設された本線シールドトンネルの間に地上にアクセスする出入口トンネルが位置し、道路縦断方向に深度が変化するため、分合流部の断面形状は逐次変化し、箱型形状から2本柱構造、1本柱構造へと変化する複雑な構造となる。

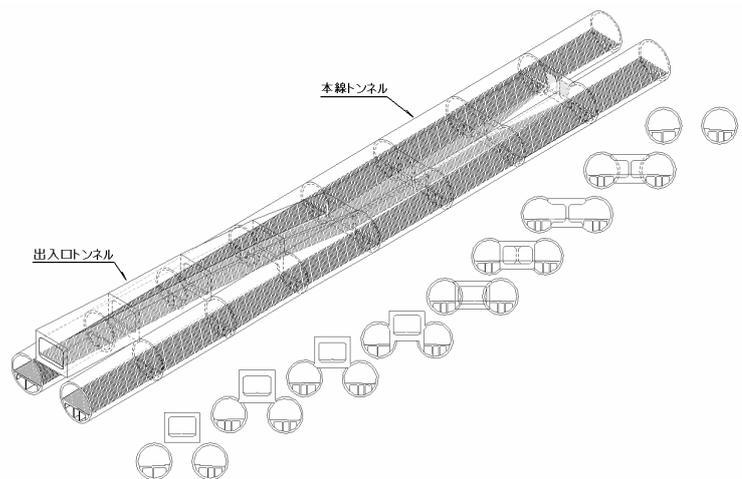


図-6.1.3 分合流部の構造概要

併設された本線シールドトンネルに接合される躯体は、左右のシールドセグメントに比べて剛性が高い。特に、図-6.1.3の右上に示される1本柱区間では片持ち構造のようにするため上床(頂)版および下床(底)版と中壁の隅角部やセグメントとの接合部で大きな曲げモーメントが発生する。このため、上下床版の厚さは2mを超えるものとなっている。なお、切開き構造による大きな断面力への対応およびセグメント切断・撤去の容易性から、セグメントには耐力の大きい鋼製セグメント(以下、鋼殻)を採用している。さらに、鋼殻と躯体の異種構造接合部については、躯体に鋼殻主桁を埋め込み、鋼殻縦リブを主桁近傍から100mm残して切断し、シアコネクタとして利用することにより軸力を伝達する構造としている。せん断力および曲げモーメントについては、接合部躯体を鉄筋により補強した。鋼殻と躯体の接合部の構造概要を図-6.1.4に示す。

6.1.4 切開き工法

出入口トンネル分合流部の施工法は、併設されたシールドトンネル間の地盤を掘削して、鋼殻の一部を撤去し、鋼殻と躯体を接合する「切開き工法」を採用している。この工法を採用した区間には、大口径シールドトンネル間を最大 500m 掘削する箇所もあり、切開きの総延長は約 1.3km となる。切開き工法は、地下鉄シールド駅等で実施されているが、道路トンネルのように大規模かつ断面変化が複雑で延長の長い箇所に適用されるのは初めてである。また、セグメントリング欠円部に柱が設置できないため、接合部の構造は鉄道トンネルと大きく異なる。

切開き工法には、地表から掘削して分合流部躯体を構築する「開削切開き工法」と隣接する立坑などからシールド上部の地山を支保しながらシールドトンネル間を掘削し分合流部躯体を構築する「非開削切開き工法」とがある。開削切開き工法は、併設されたシールドトンネル外側に遮水壁を、またシールドトンネル直上には土留め壁を設置し、また、土留めとシールドトンネル間の止水対策や土留め下端部の安定対策として先行地中梁などの地盤改良工を実施した後、シールドを通過させる。シールド掘進後、トンネル内部に変形防止・補強のための支保工（以下、内部支保工）を設置し、土留めおよびトンネル間を支保しながら掘削する。鋼殻と躯体を結合し、鋼殻の一部を切断・撤去して躯体を構築するものである¹⁾。この工法は、地表からの土留め・掘削工事を伴うが、トンネル全断面を開削工法で施工する場合と比べ、掘削規模の縮小化が可能となり街路交通および地下埋設物への影響を大幅に低減できるとともにコスト削減、工期短縮が図れるという利点がある。

一方、交通量の多い交差点や地下埋設物など地表付近の利用状況などによっては、開削工法による施工が困難な箇所がある。このような場合、非開削工法による切開き工法を採用している。「非開削切開き工法」は、シールドトンネル間の頂部にルーフを設けて、本線シールドトンネルの上部を掘削・支保しながら掘削した後、開削切開き工法と同様にシールドトンネル間を掘削し躯体を構築する。ルーフおよび併設トンネル上部の掘削方法としては、従来はかんざし桁やルーフシールドが用いられてきたが、山手トンネルでは道路軸方向にパイプルーフ、横断方向に太径曲線パイプルーフ²⁾や先行切梁³⁾などを設置してシールドトンネル間を掘削している。

6.1.5 設計一般

2006 年に制定された「トンネル標準示方書[開削工法]・同解説」⁴⁾では、限界状態設計法に完全に移行している。一方、「トンネル標準示方書[シールド工法]・同解説」⁵⁾においても、従来からの実績が豊富な許容応力度設計法を基本としながらも、新たに限界状態設計法の使用が認められた。しかし、限界状態設計法に移行するにあたっては、設計・施工実績や試験データが極めて少ない状況である。このため、「トンネル標準示方書[シールド工法]・同解説」⁵⁾では、限界状態設計法への完全移行ではなく、許容応力度設計法との併記という形となっている。今回、鋼殻の設計にあたっては、鋼と鉄筋コンクリート造から全体構造系が構成されていること、鋼殻と躯体が複雑に接合された複合構造であることなどから、構造物の安全性および使用性を確保するための限界状態を明確にできない。また、現段階では荷重や材料耐力、構造計算等考慮すべき各種要素のばらつきなど不確実性を把握できていない。そこで、許容応力度設計法を基本とし、非線形地盤ばねを有する平面ひずみ-梁要素からなる解析モデルを用いて長期有効剛性を考慮した設計法を採用することとした。

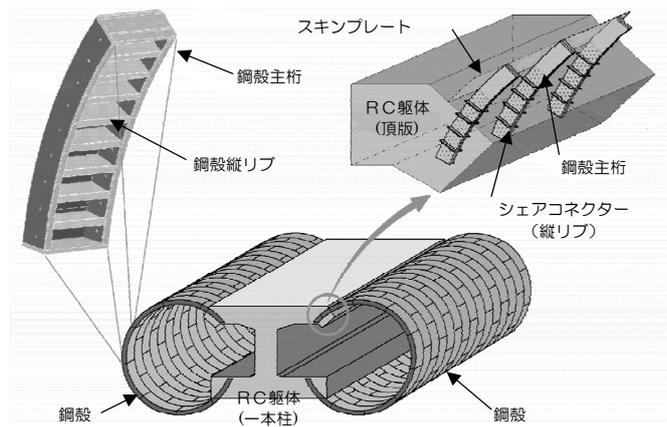


図-6.1.4 鋼殻と躯体接合部の構造概要

(1) 荷重の種類

シールドトンネルおよび躯体の設計には、以下の荷重を考慮する。

a) 死荷重

シールドトンネルおよび躯体の設計に用いる死荷重は、実構造物の荷重を原則とする。ただし、実荷重の設定が困難な場合は、「トンネル構造物設計要領（開削工法編）平成11年2月（首都高速道路㈱）」⁶⁾などに示される値を用いる。

b) トンネル内活荷重

トンネル内活荷重として、トンネル内部を走行する自動車荷重を考慮する。ただし、トンネルの部材応力に及ぼす影響が少ないと判断される部材は、自動車荷重を考慮しない。

c) 土圧および水圧

躯体および鋼殻に作用する土圧は、経時的な変化を考慮して定める。土圧および水圧を設定にあたっては、「トンネル構造物設計要領（開削工法編）平成11年2月（首都高速道路㈱）」⁶⁾、「トンネル標準示方書[シールド工法編]・同解説平成8年5月（土木学会）」⁷⁾、「仮設構造物設計要領平成15年5月（首都高速道路㈱）」⁸⁾などに示される値を用いる。なお、設計用地下水位は、既往の土質調査報告書を参考にして設定する。高水位は各ボーリング柱状図の孔内水位をもとに、低水位は被圧地下水をもとに設定する。

d) 揚圧力

地下水位以下に構築されるトンネルにおいては、地下水位による浮力を考慮する。地下水位低下工法を用いる場合は、施工時の浮力と構築重量および上載荷重バランスを考慮して設定する必要がある。

e) 地表面上の荷重

鋼殻および躯体部に作用する地表面荷重は、地表の路面荷重に加え沿道の建築物の建設状況を考慮し、施工時および完成時ともに、地表面上に 20kN/m^2 を考慮する。なお、近接構造物がある場合や建設が計画されている場合には、その荷重を考慮する。

f) 地盤反力

鋼殻の設計は、トンネルの全周に地盤ばねを考慮し、地盤反力はシールドトンネル部、躯体部ともに地盤ばね反力として評価する。地盤反力係数については、「道路橋示方書・同解説IV下部構造編平成14年3月（日本道路協会）」⁹⁾にもとづき、土質調査結果から得られた変形係数を用いて算定する。また、鋼殻部の換算積載幅および形状係数については、「シールド工用標準セグメント平成2年4月（日本下水道協会、土木学会共編）」¹⁰⁾にもとづいて設定する。なお、地盤反力係数が「トンネル標準示方書[シールド工法編]・同解説平成8年5月（土木学会）」⁷⁾における上限値 $k_h=50\text{MN/m}^3$ より極端に大きい場合については、鋼殻の設計に対して危険側となる可能性があるため、別途検討を要する。

g) 地震の影響

山手トンネルの本線シールドトンネルおよび分合流部は、耐震設計上の基盤面以深に位置しているため、耐震検討により構造断面が決定される場合は少ない。しかし、分合流区間では、複雑に変化した鋼殻と躯体の複合構造断面となるため、二次元FEM解析を用いた応答震度法により照査した。鋼殻を含む横断面に対してRC部材の非線形性(M~ ϕ 関係)を考慮したモデル化を行い、レベル1およびレベル2地震動(タイプI, タイプII)に対して耐震性能を確認した。なお、分合流部は基盤層内に位置しているが、出入口トンネル単体部の躯体の一部が基盤層より突出するような場合は、耐震照査により断面が決定されている。なお、当該構造はシールドトンネルに躯体が縦断的に変化して接合する複雑かつ特殊な構造となるため、地盤などの条件によっては縦断方向の影響を考慮した三次元動的解析による詳細な検討が必要となる場合もある。

h) その他（施工時荷重，近接施工の影響，送排ダクト圧力，衝突荷重等）

施工時荷重，近接施工の影響などがトンネルに影響を与えることが予想される場合には，これらの荷重を考慮する．また，入口の合流部で見通しを確保するため設置する鋼管柱には，自動車の衝突荷重を考慮する．

(2) 材料

a) 鋼材

鋼殻，躯体および関連する仮設に使用する鋼材は，表-6.1.1を標準とし，「トンネル標準示方書 [開削工編]・同解説 平成8年5月(土木学会)」¹¹⁾を用いる．なお，鋼殻の主部材に使用する材料は，「道路橋示方書・同解説 II 鋼橋編 平成14年3月(日本道路協会)」¹²⁾における鋼材選定基準を満足する鋼材を選定する．

表-6.1.1 使用鋼材規格

種別	規格	記号
構造用鋼材	JIS G 3101 一般構造用圧延鋼材	SS400
	JIS G 3106 溶接構造用圧延鋼材	SM400, SM490, SM490Y, SM520, SM570
鋼管	JIS G 3444 一般構造用炭素鋼管	STK490
鋳鋼品	JIS G 5101 炭素鋼鋳鋼品	SC480
	JIS G 5102 溶接構造用鋳鋼品	SCW480
	JIS G 5201 溶接構造用遠心力鋳鋼品	SCW490-CF
ボルト		10.9T, F10T, F8T, SS400

b) 鉄筋

躯体に用いる鉄筋は，JIS G 3112「鉄筋コンクリート用棒鋼」に規定されるもののうち，SD345を使用することを原則とする．また，使用する鉄筋の径は，直径13mmから51mmまでを標準とする．

c) コンクリート

躯体に用いるコンクリートは，BB242B BB272B BB302B BB402Bを基本とした．強度の高いコンクリートを用いた方が部材厚の低減により有利となる場合があるので，部材毎に強度の異なるコンクリートの適用について検討する．なお，鋼殻の設計時に躯体の曲げひび割れとクリープによる有効剛性を評価しているため，強度の低いコンクリートを使用する場合には鋼殻に対して不利になる場合もある．

(3) 許容応力度

a) 鋼材

鋼殻等に使用する鋼材の基準降伏点に対する長期許容応力度は，「トンネル標準示方書 [シールド工法編]・同解説 平成8年5月(土木学会)」⁷⁾および「トンネル標準示方書 [開削工法編]・同解説 平成8年5月(土木学会)」¹¹⁾を参考に定めた．「トンネル標準示方書 [開削工法編]・同解説 平成8年5月(土木学会)」¹¹⁾では，板厚16mm以下の鋼材を対象としていることから，鋼材の基準降伏点は，使用する板厚による影響を考慮してJIS G 3106により設定する．許容せん断応力度は，許容引張応力度の $1/\sqrt{3}$ 倍として算出する．また，板厚16mmを超えるものの許容支圧応力度については，板厚16mm以下の許容引張応力度と許容支圧応力度の比から算出する．鋼材が薄板となり，局部座屈の影響を受けると考えられる板厚40mm以下の許容応力度は，「道路橋示方書・同解説 II

鋼橋編 4.2.2 解説(3) 平成 14 年 3 月 (日本道路協会)¹²⁾に示されている基準耐荷力曲線式を用いて限界幅厚比を算定し、局部座屈を考慮した許容応力度を設定する。なお、鋼殻の発生応力度が、施工過程で一時的に基準降伏点同等に達した場合でも、完成時において長期許容応力度以内であれば問題ないと判断できることから、切開き部鋼殻の施工時の許容応力度は基準降伏点とした。

一方、鋼殻の許容応力度は、施工時、躯体完成時・剛性低下前、躯体完成時・剛性低下後の各状態について許容応力度を設定する必要がある。切開き部の躯体構造形式(1本柱, 2本柱)により有効剛性の影響は異なるため、構造別に設定する必要がある。そこで、構造形式別、各状態に対して、表-6.1.2 に示す鋼殻設計の許容応力度を設定した。なお、1本柱構造の躯体完成直後に対しては、長期許容応力度と基準降伏点強度の中間的な中長期許容応力度を定めて応力度を照査することとした。2本柱構造では剛性低下の影響が小さいため、完成時(剛性低下前)に対して長期許容応力度とし、剛性低下後は短期の許容応力度としたが、省略することも可能である。

表-6.1.2 鋼殻設計の許容応力度

許容応力度	構造形式	
	1本柱	2本柱
施工時	短期	短期
完成時(剛性低下前)	中長期	長期
完成時(剛性低下後)	長期	(短期)

鋼殻に用いるボルトは 10.9T を標準とし、ボルトの許容応力度は、「トンネル標準示方書 [シールド工法編]・同解説 平成 8 年 5 月 (土木学会)」⁷⁾を用いる。施工時の許容応力度は割増し係数 1.5 を考慮する。鋼殻に使用するボルトは、遅れ破壊に対する安全性が現時点では十分に保障されていないと判断される 12.9T のボルトについては使用しないものとした。ボルトの許容引張応力度は、複数ボルト配置によるてこ反力の影響を考慮して、降伏点に対する安全率に加え、1.25 の安全率で除している。ボルトの許容せん断応力度については、てこ反力の影響を考慮せず、基準の許容引張応力度を 1.25 倍した値の $1/\sqrt{3}$ 倍として定めた。

内部支保工として土留め材 (H 型鋼 SS400 リース材) を使用する場合は、許容応力度は、「仮設構造物設計要領 平成 15 年 5 月 (首都高速道路株)」⁸⁾を用い、内部支保工 (H 型鋼, 生材) の許容応力度は、「トンネル標準示方書 [シールド工法編]・同解説 平成 8 年 5 月 (土木学会)」⁷⁾を用いることとした。

b) 鉄筋

鉄筋の許容応力度は、直径 51mm 以下の鉄筋において表-6.1.3 に示す値とする。なお、切開き躯体は全面に防水工を行うために、基本的に部材は「非腐食性環境」とした。

表-6.1.3 鉄筋の許容応力度 (N/mm²)

応力度, 部材の種類		SD345	
引張 応 力 度	(1) 中壁, 中柱, 中間床版等	200	
	(2) その他 (側壁, 上・下床版等)	非腐食性環境	200
		一般の環境	180

c) コンクリート

コンクリートの許容応力度は、「トンネル標準示方書 [開削工編]・同解説 平成 8 年 5 月 (土木学会)」¹¹⁾を参考に設定した。

(4) 解析手法

a) 解析モデル

解析モデルは、鋼殻と躯体を一体化させた全体系をモデル化し、**図-6.1.5**に示すとおり躯体を平面ひずみ要素、鋼殻を剛性一様な梁要素とした。**図-6.1.6**に示すとおり、法線方向の地盤ばねは、圧縮反力についてのみ有効とした。接線方向の地盤ばね値は、法線方向の 1/3 とし、上限値を 100kN/m^2 としたバイリニア型のばねとしてモデル化した。なお、全体構造系のモデル化にあたっては、**表-6.1.4**に示す 3 つの手法が考えられるが、以下の理由から手法③を採用した。

鋼殻の断面決定にあたっては、躯体との接合部近傍で生じる断面力が支配的となる。しかし、部材厚が大きい上床 (頂) 版や下床 (底) 版を梁要素としてモデル化した場合 (手法②)、梁要素の躯体への接合位置、剛域の設定方法などにより、接合部付近の鋼殻の断面力にばらつきが生じる。また、鋼殻と接合する躯体との剛性に大きな差があるため、接続部端部における断面力を適切に評価できない可能性がある。

シールド覆工の計算にあたって、修正慣用計算法と梁-ばねモデル計算法の差異による発生断面力の変動幅は、躯体のモデル化による断面力の変動幅に比べると前者の影響は少ないと考えられる。鋼殻を梁-ばね要素でモデル化した場合、鋼殻断面力の分布形状は鋼殻継手と躯体接合部の相対位置関係に依存すると考えられる。この位置は、本線シールドと切開き躯体の縦断線形の関係から縦断方向で変化するため、モデル化が困難であり計算も煩雑なものとなる。

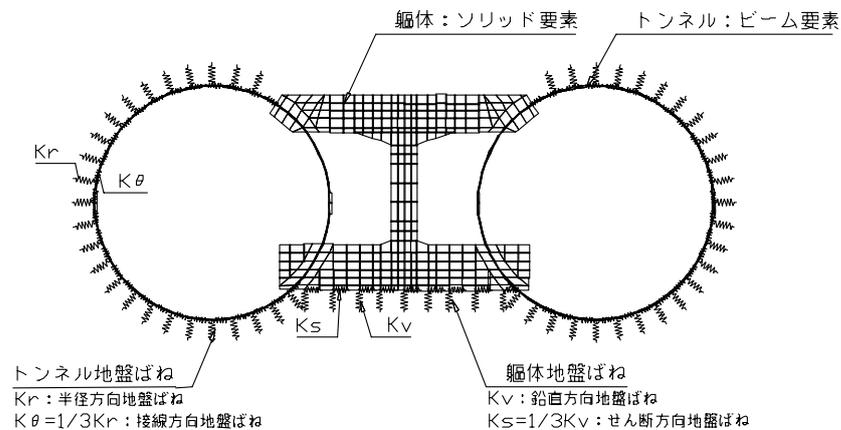
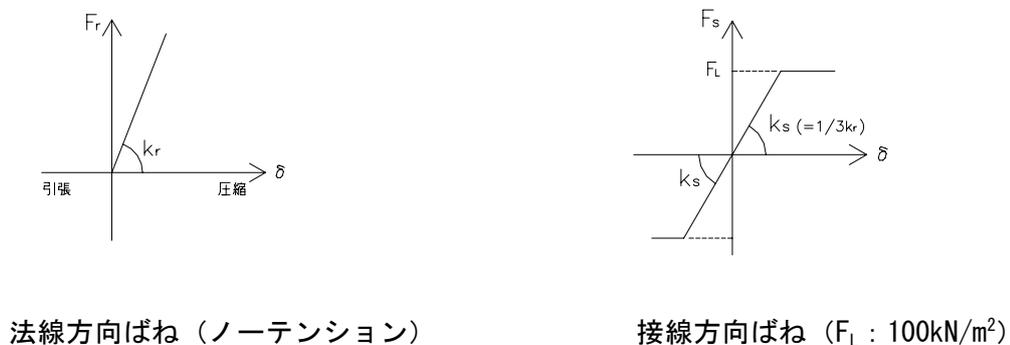


図-6.1.5 解析モデル

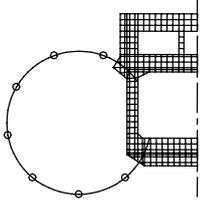
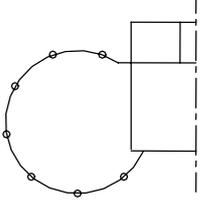
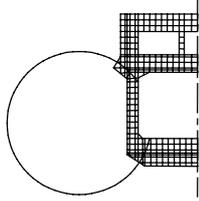


法線方向ばね (ノーテンション)

接線方向ばね ($F_L : 100\text{kN/m}^2$)

図-6.1.6 非線形地盤ばね

表-6.1.4 モデル化手法の比較

		(手法①)	(手法②)	(手法③) 採用
モデル化の内容		躯体：平面ひずみ 鋼殻：梁-ばね 	躯体：ビーム 鋼殻：梁-ばね 	躯体：平面ひずみ 鋼殻：ビーム (剛性一様) 
特徴	鋼殻の継手効果	セグメント継手やリング継手をモデル化しているため継手の曲げ剛性の低下や千鳥組による添接効果を適正に評価できる。(○)	同左 (○)	修正慣用法を適用し、曲げ剛性の有効率 η と曲げモーメントの割増率 ξ の係数により間接的に評価できる。(△)
	鋼殻の断面力	躯体との接合部の断面力を適正に評価できる。(○)	躯体との接合部の断面力が適正に評価できない場合(手法Cと比較して1.3~1.5倍程度大きい)がある。(△)	躯体との接合部の断面力を適正に評価できる。(○)
適用性		モデル化が困難であり、計算も複雑なものとなり、現実的な手法でない。(×)	汎用ソフトで対応でき、比較的対応しやすい。(○)	同左 (○)
評価		△	△	○

b) 解析ステップ

開削工法によるシールド切開き工事の主な施工ステップを図-6.1.7に示す。

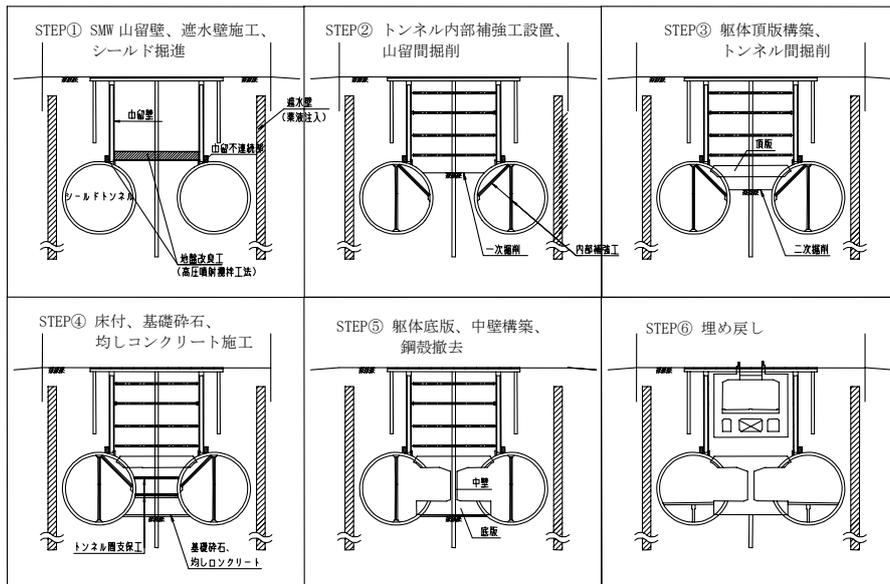


図-6.1.7 シールド切開き工事の主な施工ステップ

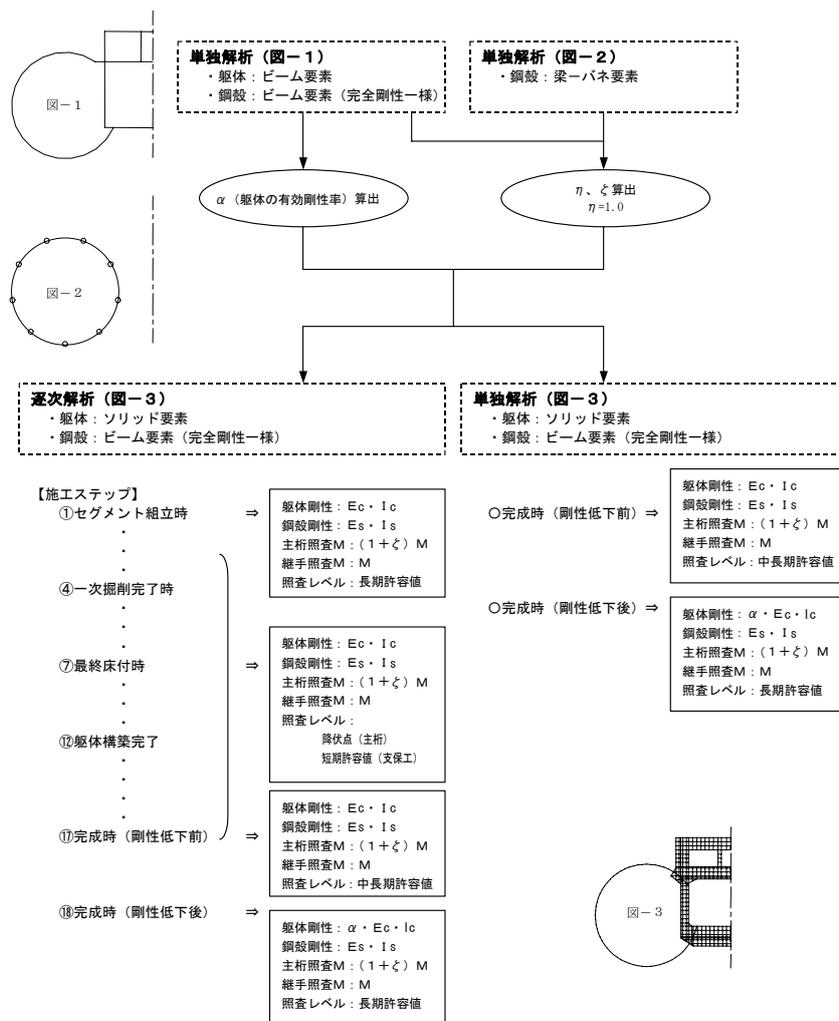


図-6.1.8 鋼殻の設計手順

図-6.1.8に鋼殻の設計手順を示す。切開き工事では、施工ステップ毎に荷重の作用や構造系が変化するため、シールド鋼殻の断面設計は、施工履歴を考慮した逐次解析により先行応力を適切に評価することが必要である。逐次解析では、シールドトンネル完成からシールドトンネル上部およびトンネル間の地盤掘削、躯体構築、埋め戻し、躯体完成後の剛性低下後の影響を考慮したステップまでの断面力を算出する。この逐次解析に加え、全体構造系の完成時における単独解析も行い両方で照査した。

一方、躯体は鋼殻と比べて剛性が大きいいため、発生する断面力は施工時の構造系、荷重の変化および接合部のモデル化の影響が少ない。したがって、躯体の設計では躯体および鋼殻全体をフレームとしてモデル化し、完成形断面のみに対して断面力を算出することとした。

c) 躯体の有効剛性

鋼殻に発生する断面力は、図-6.1.9に示すとおり一体化している躯体の長期的な変形量に大きく依存することから、鋼殻の断面設計に躯体の有効剛性を評価した。躯体の有効剛性は躯体完成直後と長期的な時間の経過後では異なると考えられる。外力の作用により定常状態となるまでにひび割れなどが発生するため、有効断面の減少に伴い有効剛性が低下する。この剛性低下に伴う変形により接合部近傍の鋼殻に発生する断面力は変化する。そこで、躯体完成直後と剛性低下後の両者について逐次解析、単独解析を実施して鋼殻断面の照査をすることとした。

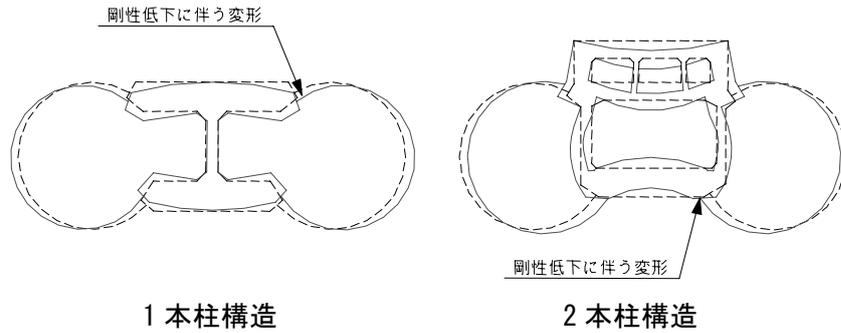


図-6.1.9 躯体剛性低下に伴う変形概念図

躯体が RC 構造場合の有効剛性は、クリープ、乾燥収縮および曲げひび割れを考慮したものととして算定される。躯体の有効剛性は弾性係数のみで評価し、コンクリートのヤング係数に乗じる有効剛性率は 0.05 刻みで切り下げる。ここで、躯体の有効剛性は、「コンクリート標準示方書 [構造的な性能照査編] 2002 年制定 7.5.3 (土木学会)」¹³⁾ に示されるクリープの影響による有効弾性係数 E_e および乾燥収縮・曲げひび割れによる有効換算断面 2 次モーメント I_e を用いることとした。

6.1.6 合理的な鋼殻の設計

鋼殻の断面は、施工履歴を考慮した逐次解析の結果に剛性低下の影響を考慮して決定されるが、6.1.5(4)で述べたとおり、躯体との接合部近傍で生じる断面力が支配的である。一般に鋼殻の断面は 1 リング内で同一である。しかし、今回のような大断面シールドの鋼殻の場合、接合部近傍の断面力でセグメントリング全体を同一断面として設計した場合、接合部以外の断面が非常に不経済となる。そこで、図-6.1.10 に示すようにリング内で断面を変化させて鋼殻断面の合理化を図った。さらに、鋼殻の主桁板厚が 50mm を超えることから、鋼殻の鋼重を低減するため、図-6.1.11 に示すように鋼殻主桁にフランジを設置して断面を合理化した。鋼殻の仕様区分は、セグメントの組み立てに伴う千鳥組配置や撤去される鋼殻の配置などを考慮して鋼重を低減し、断面の合理化、コスト削減を図った。

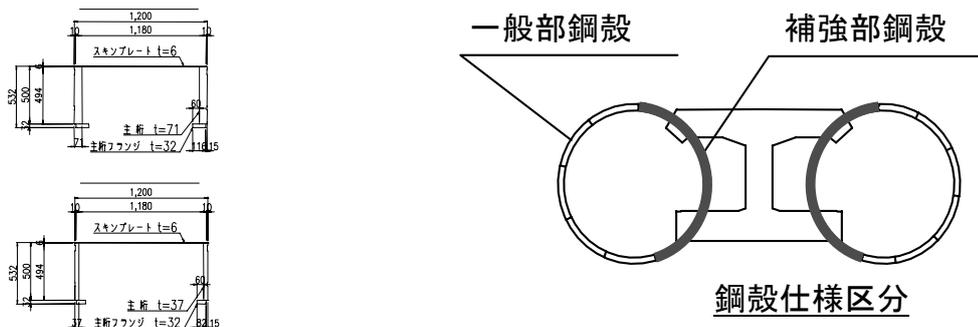


図-6.1.10 鋼殻の断面変化

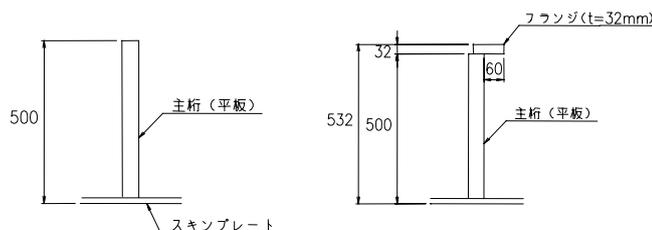


図-6.1.11 フランジ付き主桁の採用

6.1.7 継手板の設計

継手板にはピース間ボルトを介して荷重が作用する．一般的に継手板の設計は，図-6.1.12 に示すとおり主桁が継手板を両端で固定する両端固定梁としてモデル化し，ボルト引張力が作用した場合の継手板に発生するスパン曲げモーメントに対して設計を行う．

この設計法は両端固定梁における端部曲げモーメントを考慮していない．そこで，今回の継手構造に対して妥当であるか確認するため，二次元 FEM 解析を行った．継手板の縦横比 1 : 2（高さ : 幅）では図-6.1.13 に示すとおり，端部曲げモーメントがスパン曲げモーメントより大きくなることから，端部曲げモーメントを考慮する必要がある．この端部曲げモーメントに対して継手板の仕様を決定した場合，主桁との接合部は全強溶接となるため，その溶接コスト，労力が増大し不経済となる．さらに端部曲げモーメントにより主桁面外方向に曲げモーメントが発生するため主桁にとっても不利な構造となる．そこで，継手板と主桁の接合部をせん断伝達型とすることにより，継手板端部に大きな曲げモーメントが発生しない構造を検討した．



図-6.1.12 継手板曲げモーメント算出

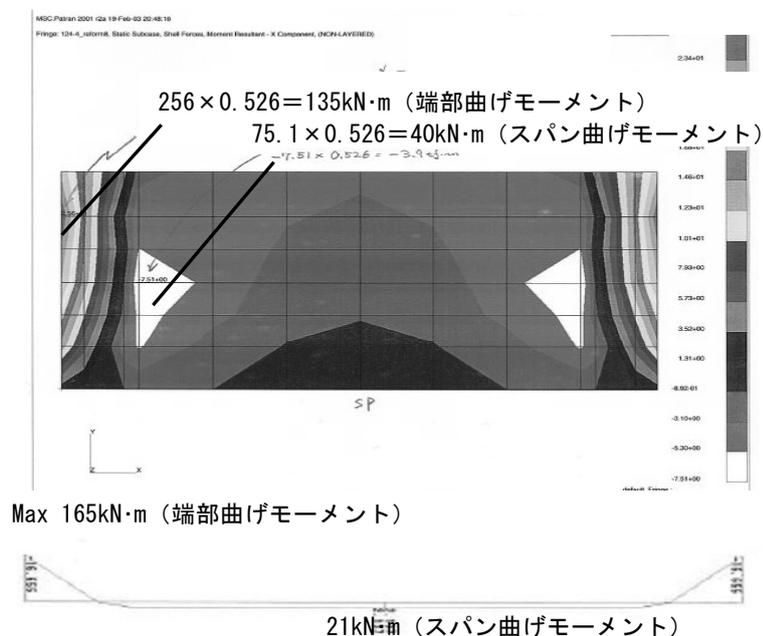


図-6.1.13 二次元 FEM 解析結果

表-6.1.5 検討ケースおよび解析結果

ケース	主桁厚 (mm)	継手板厚 (mm)	発生応力度(N/mm ²)	
			ボルト位置	継手板端部位置
1	34	42	-246	359
2	34	87	-150	141

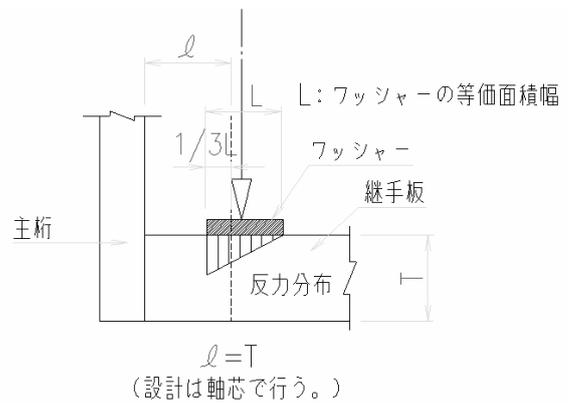


図-6.1.14 継手板構造詳細

主桁端部に大きな曲げモーメントを発生させない継手板となるよう、図-6.1.14 に示すようにピース間ボルトの主桁内面からの作用位置と継手板厚を同じとする設計法を試みた。この設計法の適用妥当性について三次元 FEM 解析により検証を行った。検討ケースおよび解析結果を表-6.1.5 および図-6.1.15 に示す。継手板厚を主桁内面からピース間ボルト位置（ワッシャー幅三角形分布反力の重心位置）まで厚くすることにより、継手板端部および主桁面外（弱軸）方向には、ボルト位置での応力より小さくなることがわかった。ピース間ボルトに長期許容引張り力相当の荷重を作用させた場合、ケース 1 では継手板端部で降伏点 (355N/mm²) を越えているが、ケース 2 では継手板端部およびピース間ボルト位置で長期許容応力 (235N/mm²) を下回る結果となった。

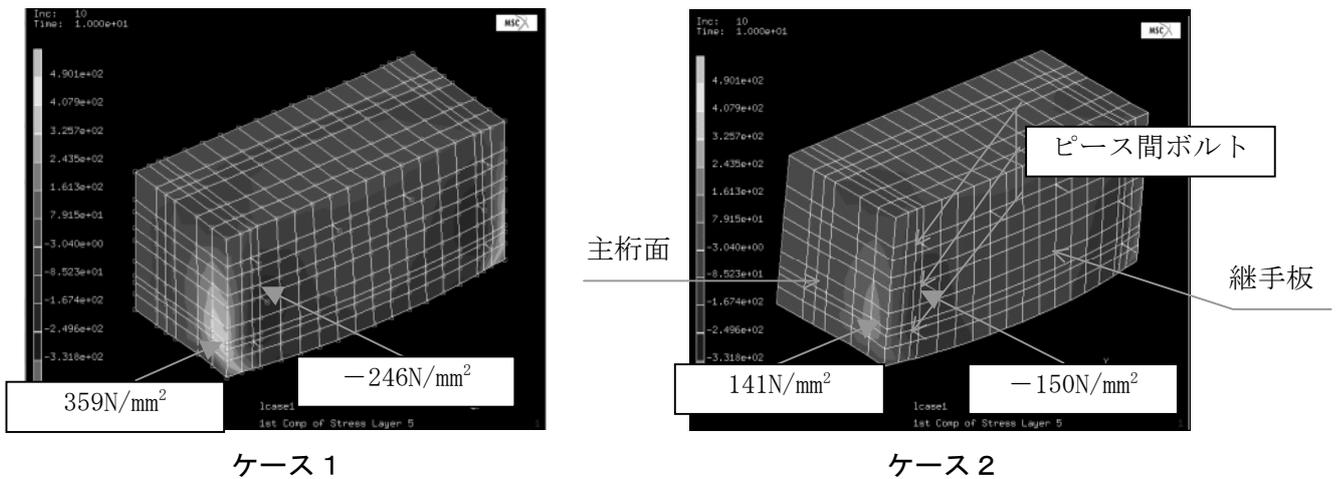


図-6.1.15 解析結果

三次元 FEM 解析結果から、継手板を厚くすることにより端部発生応力が低減され、主桁内面からボルト位置までの距離と同等にすることにより主桁面外方向に大きな局所的な応力が発生しないことがわかった。このことから、以下の a) から c) の項目を満足するよう継手板の板厚を決定することにより、曲げ部材からせん断伝達部材へと移行し、端部曲げモーメントに対する照査が省略できることが検証できた。

- a) 主桁厚（フランジ無し）
- b) ボルト径（ボルトの降伏以前に継手板に大きな塑性変形を発生させない）
- c) 主桁内面からピース間ボルト位置までの距離（ワッシャー幅三角形分布反力の重心位置）

6.1.8 鋼殻と躯体接合部の設計

切開き工法により本線シールドトンネルと出入口トンネルを接合する箇所の構造は、図-6.1.4に示されるとおり鋼殻の一部を切断・撤去した後、主桁に残置された縦リブを平鋼状のシアコネクタとして躯体内に埋め込み一体化させることにより、上下床版に荷重を伝達させる構造を採用した。当該接合部では、鋼殻からの軸力、せん断力および曲げモーメントが躯体に伝達されるが、これらの荷重に対して、図-6.1.16に示すような破壊形態が予想される。

- a) シアコネクタのせん断破壊
- b) コンクリートの押し抜きせん断破壊
- c) 水平押し抜きせん断破壊
- d) 支圧破壊
- e) 割裂破壊

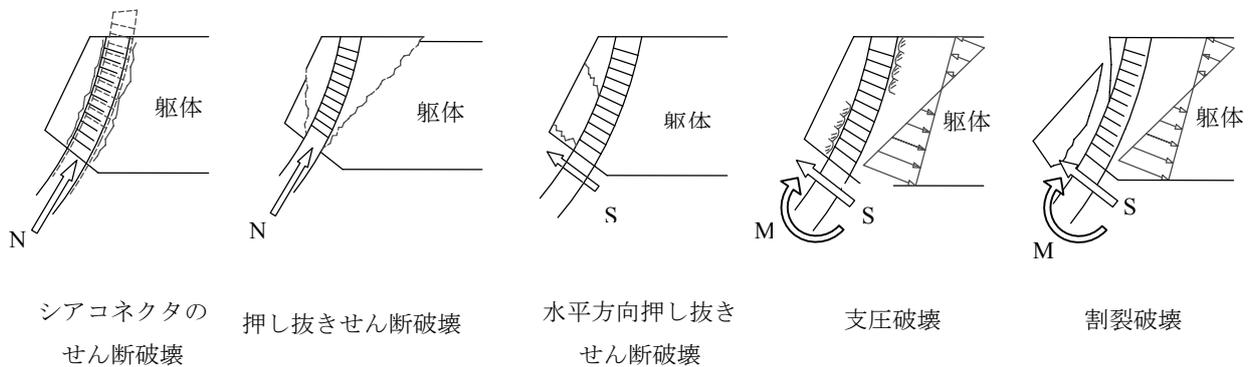


図-6.1.16 接合部で予想される破壊形態

(1) 軸力に対する設計

軸力による押し抜きせん断破壊に対しては、残置したシールドセグメントの縦リブをシアコネクタとして伝達させる構造とした。シアコネクタによるせん断伝達耐力は、既往の研究で「鋼コンクリートサンドイッチ構造設計指針(案)平成4年7月(土木学会)」¹⁴⁾(以下、指針案)に算定式が示されている。しかし、今回の接合部では伝達すべき荷重が大きいこと、主桁が1.2mから1.5m間隔で配置されていることから、主桁の剛性や三次元的な影響を考慮する必要がある。さらに、指針案では一面せん断引張実験によりせん断伝達耐力の算定式が定められているに対して、今回の接合部では荷重の作用条件、主桁の拘束などの境界条件などが異なる。そこで、実構造物の境界条件に即した要素実験などを行って、軸力の伝達機構およびせん断伝達耐力について詳細な検証^{15),16)}が必要である。

(2) 曲げ・せん断に対する設計

曲げモーメントおよびせん断力については、支圧破壊、割裂破壊、水平押し抜きせん断破壊に対して、支圧板および鉄筋などの補強により応力伝達が図られるよう、既往の設計法の適用が考えられる。しかし、支圧板の補強効果、当該接合部の支圧強度、鉄筋による補強効果などについては未だ不明確である。そこで、要素実験などを行って、より詳細な検証が必要である。

以上から、鋼殻と躯体の接合部の設計手法については、その応力伝達機構や耐力などについて不確定な要素が多いため、要素実験や実大実証実験などにより、把握することが必要である。なお、実験結果、接合部の設計法の詳細については別の機会に報告することとしたい。

6.1.9 おわりに

本稿では、出入口トンネルとの分合流部を有するシールドトンネル鋼殻の設計法について述べた。今回、平面ひずみ要素と剛性一様な梁要素による解析モデルを用いて、完成形の単独解析に加え、施工履歴にともない変化する構造系、荷重作用、地盤反力などを考慮した逐次解析法を提案した。切開き工事は一部区間を除いて完了しており、提案した設計法に対する一定の知見は得られている。変形、発生応力は許容値に対して余裕のある結果となった。今後は、各施工段階で得られた鋼殻や支保工の応力、鋼殻の変位・変形などの計測結果を分析し、荷重作用、地盤反力などについて再評価および検証を行い設計法の合理化を図る必要がある。また、安全性や耐久性を確保したより合理的な施工法の提案、鋼殻および接合部の構造の合理化や改善が求められる。さらに三次元的に複雑に変化する全体構造系の耐震性能評価は重要な要素である。特に、分合流部の1本柱や2本柱構造の三次元的挙動にともなう変形や応力の照査が必要と考えている。現在、分合流部全体をモデル化した大規模三次元動的解析¹⁷⁾を行い二次元解析と比較した耐震性能の評価¹⁸⁾、L1、L2地震動に対する応答、構造目地の有効性、位相差の影響などについて研究を進めている。

(首都高速道路(株)建設事業部 土橋 浩)

参考文献

- 1) 土橋浩, 川田成彦, 白鳥明, 山中宏之, 森益基: 大断面シールドトンネル切開き部における鋼殻の設計, 土木学会トンネル工学研究論文・報告集, 第13巻, pp.389-394, 2003.11
- 2) 土橋浩, 白鳥明, 深山大介, 福田隆正: 地中トラスを用いたシールドトンネル分合流部の設計, 土木学会トンネル工学報告集, 第15巻, pp.307-314, 2005.12
- 3) 土橋浩, 白鳥明, 深山大介, 名倉浩, 宮脇卓哉: 非開削工法による道路シールドトンネル拡幅部の設計施工, 土木学会トンネル工学報告集, 第16巻, pp.477-484, 2006.11
- 4) 土木学会: 2006年制定トンネル標準示方書 [開削工編]・同解説, 2006年5月
- 5) 土木学会: 2006年制定トンネル標準示方書 [シールド工編]・同解説, 2006年5月
- 6) 首都高速道路(株): トンネル構造物設計要領 (開削工法編), 平成11年2月
- 7) 土木学会: トンネル標準示方書 [シールド工編]・同解説, 平成8年5月
- 8) 首都高速道路(株): 仮設構造物設計要領, 平成15年5月
- 9) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 IV下部構造編 平成14年3月
- 10) 日本下水道協会, 土木学会共編: シールド工用標準セグメント, 平成2年4月
- 11) 土木学会: トンネル標準示方書 [開削工編]・同解説, 平成8年5月
- 12) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 II鋼橋編 平成14年3月
- 13) 土木学会: 2002年制定コンクリート標準示方書 [構造性能照査編], 7.5.3, 2002年3月
- 14) 土木学会: 鋼コンクリートサンドイッチ構造設計指針(案), 平成4年7月
- 15) 川田成彦, 白鳥明, 小島直之, 森口敏美, 山中宏之, 一宮利通, 吉田健太郎: 大規模複合構造物の接合部におけるシアコネクタのせん断伝達耐力, 土木学会第59回年次学術講演会, I-684, pp.1365-1366, 2004.9
- 16) 土橋浩, 川田成彦, 白鳥明, 山田武正, 吉岡健一, 篠崎裕生, 大竹省吾: 鋼製セグメントとRC躯体の接合部応力伝達に関する一考察, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.51A, pp.1405-1414, 2005.3.
- 17) 土橋浩, 深山大介, 市村強, 堀宗朗, 大保直人, 山木洋平, 森口敏美, 山田岳峰: ランプトンネルおよびトンネル分合流部の地震時挙動, 地下空間シンポジウム論文・報告集, 第12巻, 土木学会, pp.183-88, 2007.1
- 18) 山田岳峰, 土橋浩, 落合栄司, 市村強, 伊丹洋人, 大保直人, 森口敏美, 堀宗朗: センターランプ式トンネルを対象とした三次元地震時挙動の評価, 第42回地盤工学研究発表会, pp.1619-1620, 2007.7

6.2 コンクリート充填鋼管柱と鋼製梁とのソケット接合部の設計法について

6.2.1 はじめに

線路上空、特に、駅部に人工地盤を構築する場合、以下に示す手順で施工を行っている（図-6.2.1 (a)参照）。

1) 仮上家を設置する、2) 既存上家に添架しているケーブル類を仮上家に移設する、3) 既存上家を撤去する、4) 人工地盤を構築する、5) 仮上家に移設したケーブル類を人工地盤に移設する、6) 仮上家を撤去する。

この施工法の場合、仮上家の設置、ケーブル類の移設回数の多さがコストアップにつながっていた。そこで、仮上家の省略、上家に添架されるケーブル類の移設回数を削減することによりコストダウンと工期短縮を図る施工法を考案した（図-6.2.1 (b)参照）。具体的には、図-6.2.2 に示すように外ダイアフラム形式の柱梁接合部をユニット化したソケットにより既存上家に支障しない位置に人工地盤を構築し、既存上家の撤去後、所定の位置まで人工地盤をジャッキダウンし、柱とソケットの間の空隙にモルタル等を充填し柱と接合するものである。

このソケット方式による接合部の研究は近年盛んに行われてきている^{1), 2)}。しかしながら、これらの研究は柱・杭接合部を想定して行われたものである。一方、柱・梁接合部を想定した研究^{3), 4)}も行われ

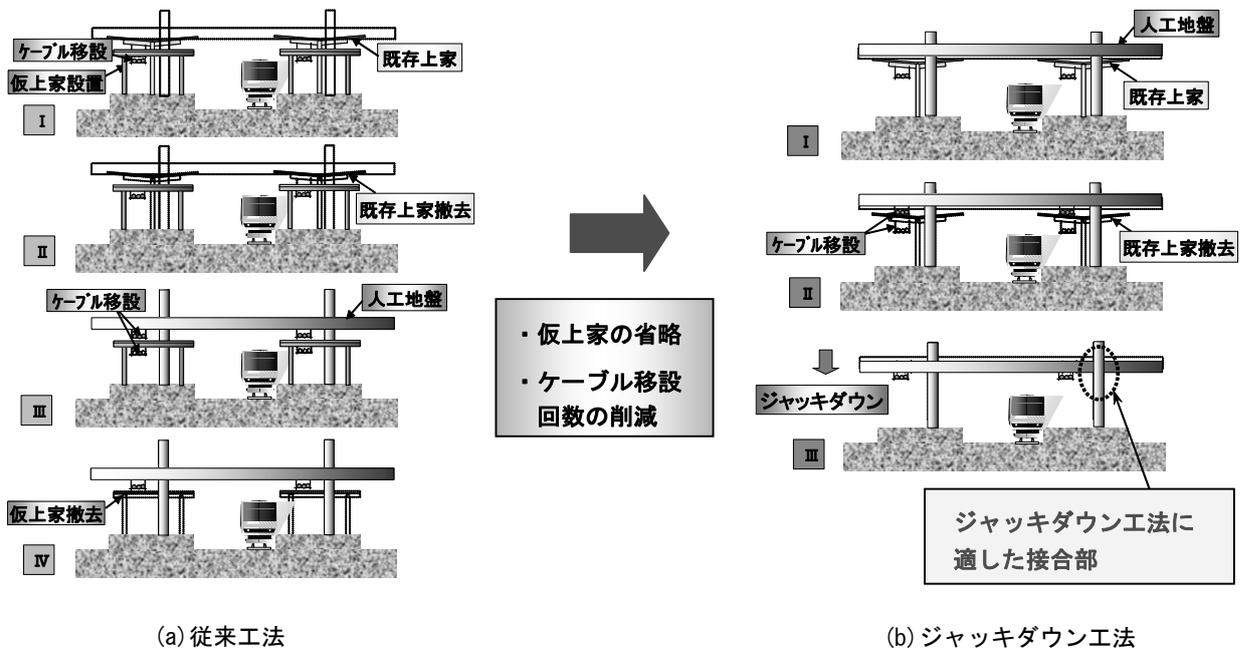


図-6.2.1 ジャッキダウン工法のイメージ

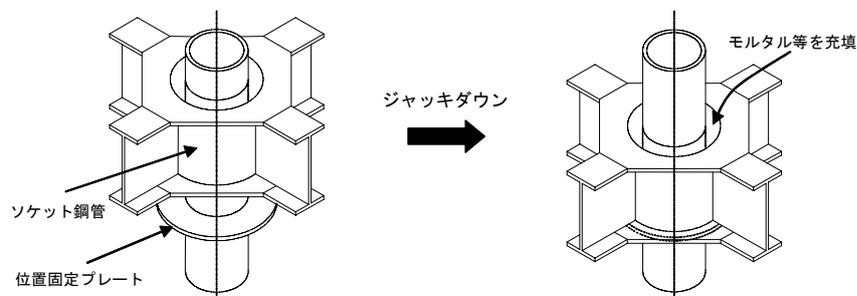


図-6.2.2 接合部のイメージ

表-6.2.1 試験体諸元

試験体名	鋼管柱 d (mm)	梁 (mm)	ソケット鋼管径 D (mm)	ソケット長さ L (mm)	ソケット板厚 t (mm)	外ダイア高さ h _s (mm)	外ダイア板厚 t _s (mm)	D/t	D/d	D/L	L/d	パラメータ
P-1	318 × t25	H350 × 350 × 16 × 22	406	350	6	187.4	22	67.7	1.28	1.16	1.10	標準ケース
P-2	318 × t25	H350 × 350 × 16 × 22	500	350	6	140.4	22	83.3	1.57	1.43	1.10	ソケット鋼管径
P-3	318 × t25	H500 × 350 × 16 × 22	406	500	6	187.4	22	67.7	1.28	0.81	1.57	ソケット鋼管長さ
P-4	318 × t25	H350 × 350 × 16 × 22	406	350	12	187.4	22	33.8	1.28	1.16	1.10	ソケット鋼管板厚
P-5	318 × t25	H350 × 350 × 16 × 22	374	350	6	203.4	22	62.3	1.18	1.07	1.10	ソケット鋼管径
P-6	318 × t25	H350 × 350 × 16 × 22	406	350	6	187.4	22	67.7	1.28	1.16	1.10	位置固定プレート無
P-7	318 × t25	H350 × 350 × 16 × 22	406	350	6	187.4	22	67.7	1.28	1.16	1.10	位置固定プレート無、 ずれ止め鉄筋無
P-8	318 × t25	H350 × 350 × 16 × 22	636	350	6	221.2	22	106.0	2.00	1.82	1.10	ソケット鋼管径

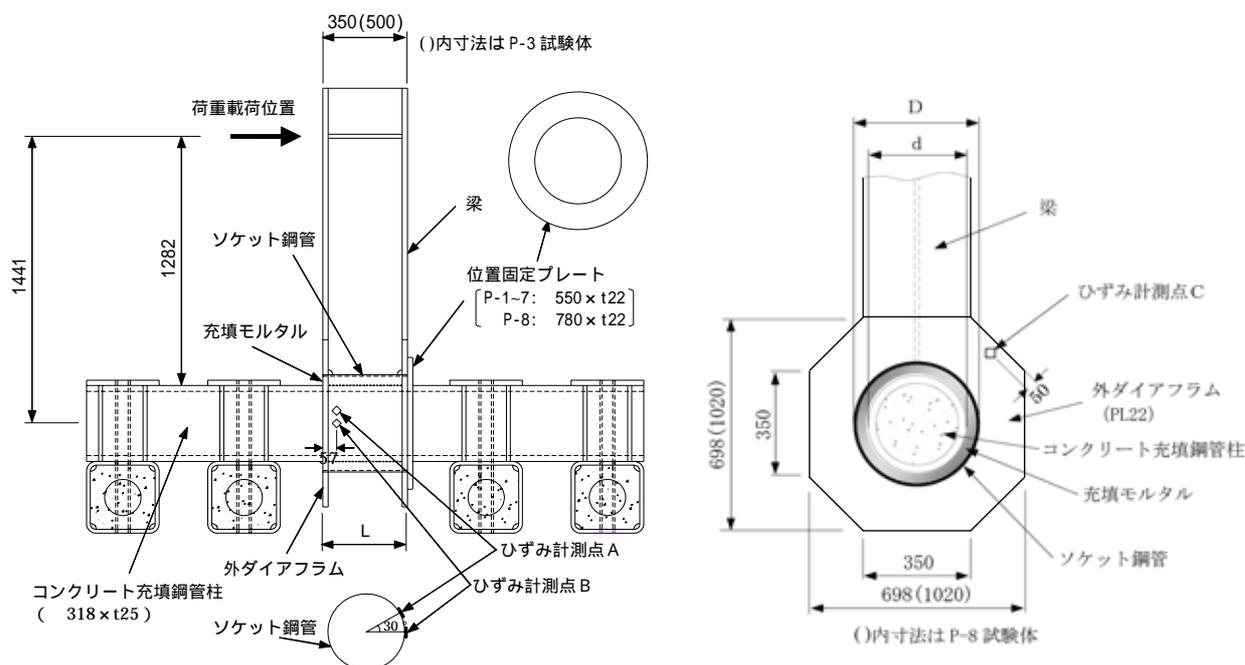


図-6.2.3 試験体形状

てはいるが、この接合部の応力伝達機構が必ずしも明らかにされていないのが現状である。

そこで、この接合部の耐荷機構を解明することを目的とし、柱・梁接合部をモデル化した模型供試体を用い、載荷試験を実施し、本接合部の終局強度算定手法を提案した。また、本提案式により接合部を設計した事例の概要について紹介する。

6.2.2 ソケット接合部に関する実験

(1) 試験体形状及び諸元

試験体の諸元及び形状を表-6.2.1、図-6.2.3 にそれぞれ示す。試験体は、柱・梁接合部をモデル化したT形試験体で、コンクリート充填鋼管柱よりも径の大きなソケット鋼管に充填鋼管柱を差し込み、間隙をモルタルで充填して一体化する構造とした。ソケット鋼管外側に外ダイアフラムを設け、H形梁を接合させている。既往の研究⁴⁾と今回の試験体の接合部に関する構造上の違いを図-6.2.4 に示す。既往の研究のように充填鋼管柱をソケット鋼管内で接合させる場合、ソケット鋼管長が長くなるため、例えば、梁上にスラブ等を構築する場合、外ダイアフラムより外側のソケット鋼管は支障をきたすことになる。また、既往の研究のような構造の場合、現場におけるソケット鋼管建方の施工精度が問題となることか

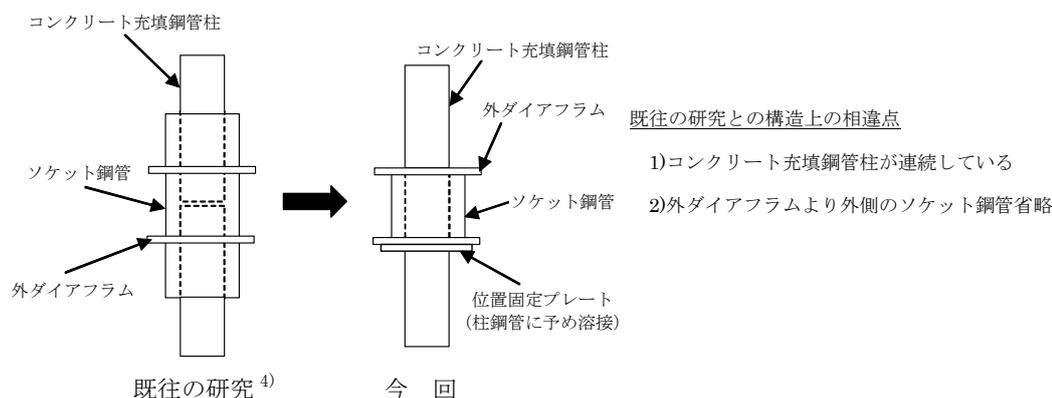


図-6.2.4 既往の研究との構造上の相違点

表-6.2.2 材料強度

試験体名	降伏点 (N/mm ²)						圧縮強度 (N/mm ²)	
	ソケット鋼管	柱鋼管	外ダイアフラム	梁フランジ	梁ウェブ	位置固定プレート	柱コンクリート	充填モルタル
P-1	313	332	345	347	328	345	36.7	45.9
P-2	313	332	345	347	328	345	35.8	43.7
P-3	313	332	345	347	328	345	36.9	45.2
P-4	276	332	345	347	328	345	39.6	43.0
P-5	311	321	366	326	330	366	39.2	51.5
P-6	311	321	366	326	330	—	41.8	51.1
P-7	311	321	366	326	330	—	40.6	53.9
P-8	311	321	366	326	330	366	39.8	52.4

ら施工性の向上を図る必要性とともに、梁からのせん断力に対して鋼管と充填モルタルとの摩擦力のみで抵抗する構造であるため、せん断力に対する抵抗機能を向上させるが必要があった。以上の実施上の事項を考慮し、今回の試験体形状を決定した。

P-1 を標準試験体とし、P-2 及び P-5 試験体はソケット鋼管径、P-3 試験体はソケット鋼管長さ、P-4 試験体はソケット鋼管の板厚を変えた試験体である。さらに、施工性の向上と梁からのせん断力に対しての抵抗部材として柱鋼管に予め溶接したプレート（以下、位置固定プレートと呼ぶ）が接合部強度に影響することが予測されたため、P-6 試験体は位置固定プレートのない試験体とした。以上の P-1～6 試験体には、鋼管の表面と充填モルタルとの付着性能を向上させるため、ソケット鋼管内側及び柱鋼管外側に、φ6mm の丸鋼（以下、ずれ止め鉄筋と呼ぶ）を 50mm ピッチで円周上にフレア溶接している。P-7 試験体は、このずれ止め鉄筋の影響をみるため、位置固定プレート及びずれ止め鉄筋を設けていない。P-8 試験体は、ソケット鋼管径を P-2 試験体より更に大きくしたものであるが、それに伴い図-6.2.3 に示すように外ダイアフラムの外寸法、位置固定プレートの径が他の試験体と異なっている。なお、今回の試験では、鋼管柱を降伏させずに接合部を破壊させるように、鋼管柱及びソケット鋼管の板厚をそれぞれ定めた。

鋼材は、ソケット鋼管のみ SS400 とし、それ以外の部分については SM490 を使用している。鋼管柱への充填コンクリートは設計基準強度 27N/mm²、柱とソケット鋼管との空隙充填材には設計基準強度 45N/mm² 程度のプレミックスモルタルを使用した。表-6.2.2 に実験に用いた鋼材の降伏点とコンクリート及びモルタル材料の実験当日の強度をまとめたものを示す。

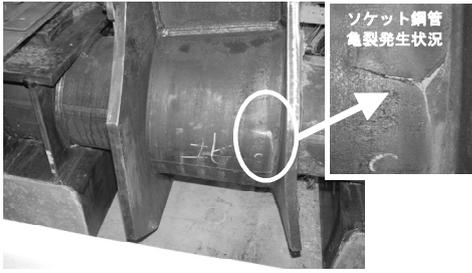


写真-6.2.1 P-1 試験体破壊状況その1

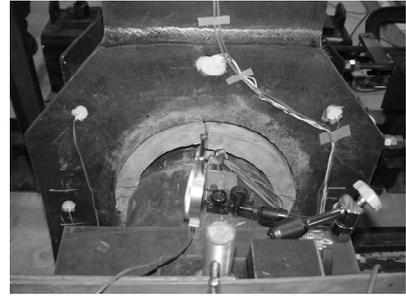


写真-6.2.2 P-1 試験体破壊状況その2

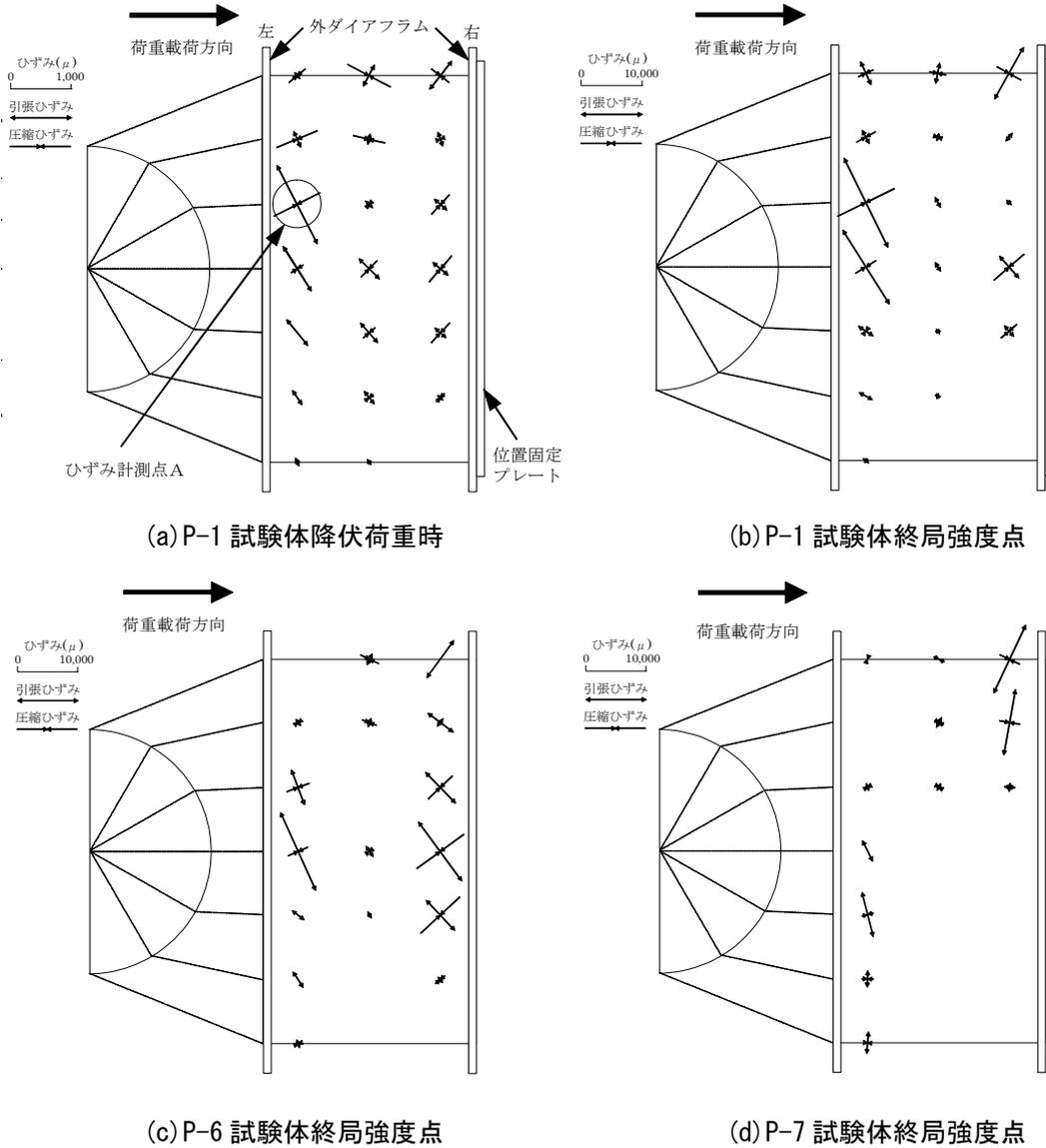


図-6.2.5 ソケット鋼管主ひずみ分布

(2) 荷重方法

荷重方法は、図-6.2.3 に示す位置での片押しの単調荷重とした。位置固定プレートの影響により、荷重方向の違いによる接合部強度の差異が想定されたが、今回の実験においては、ソケット鋼管径、ソケット鋼管厚、ソケット鋼管長さ等のパラメータが接合部強度に及ぼす影響を把握することが目的であるため、荷重方向は図-6.2.3 に示す方向で統一した。荷重は、試験体が破壊するかジャッキのストローク限界となる 200mm 程度

まで行った。

測定は、載荷力、各部位での変位、ソケット鋼管、外ダイアフラムでのひずみを測定した。

(3) 実験結果及び考察

a) 破壊過程及び性状

標準となる P-1 試験体の破壊状況について記述する。まず、充填モルタルの側面にひび割れが発生し、載荷とともにひび割れが進展し、充填モルタルとソケット鋼管及び鋼管柱との空隙が確認された。その後、**図-6.2.3** に示すソケット鋼管ひずみ計測点Aにおいて、周方向に対して 45 度方向ひずみが増加して降伏ひずみに達した。更に載荷荷重の増加に伴って充填モルタルのひび割れが進展し剥落し始め、充填モルタルと鋼管柱及びソケット鋼管との空隙が広がっていった。また、外ダイアフラムの黒皮が剥れ落ち、ソケット鋼管のせん断変形が進展していった。そして、位置固定プレート及び外ダイアフラムの面外変形が進展していき、ソケット鋼管側部に亀裂が発生し実験を終了した。**写真-6.2.1, 2** に試験体の破壊状況を示す。

他の試験体についても、降伏ひずみに達する位置、方向あるいは各部の損傷程度に差はあるものの、概ね P-1 試験体と同様な破壊状況であった。

b) 降伏荷重の定義

今回の実験における降伏荷重は、ソケット鋼管表面のひずみ計測点（三軸ゲージ 21 箇所）のいずれか1つが、平面応力状態に対する von Mises の降伏条件式(6.2.1)により降伏と判定された時の荷重と定義した。

$$\sigma_Y^2 = \sigma_1^2 - \sigma_1\sigma_2 + \sigma_2^2 \quad (6.2.1)$$

σ_1, σ_2 : 主応力

σ_Y : 引張降伏強度

実験では、P-7 試験体が**図-6.2.3** に示すひずみ計測点Bにおいて、それ以外の試験体については、ひずみ計測点Aにおいて降伏に達した。

c) ソケット鋼管の主ひずみ分布

図-6.2.5 にソケット鋼管表面の主ひずみ分布を示す。**図-6.2.5(a)** は、P-1 試験体の前項で定義した降伏荷重時における主ひずみ分布である。**図-6.2.5(b)** は、同じく P-1 試験体の後の(5)項で定義する終局強度点における主ひずみ分布である。また、**図-6.2.5(c), (d)** は、P-6 及び P-7 試験体の終局強度点におけるそれぞれの主ひずみ分布である。まず、**図-6.2.5(a)** の P-1 試験体の降伏荷重時についてであるが、**図**より左外ダイアフラム側のソケット鋼管のせん断応力（または、斜め引張力）が卓越していることが

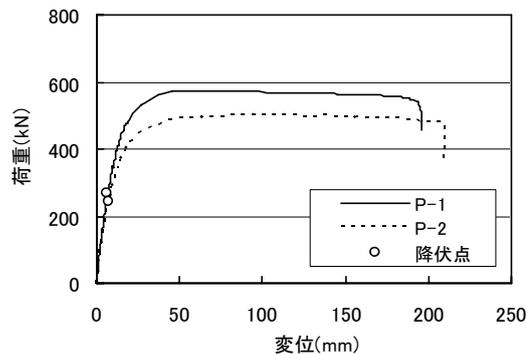


図-6.2.6 荷重・変位関係

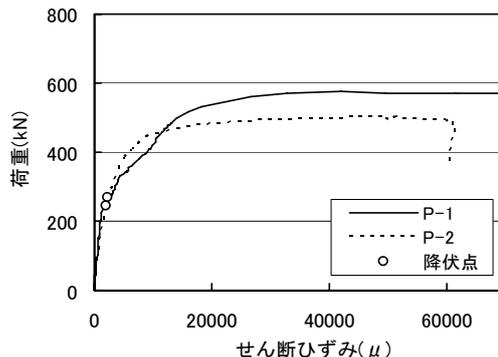


図-6.2.7 荷重・せん断ひずみ関係

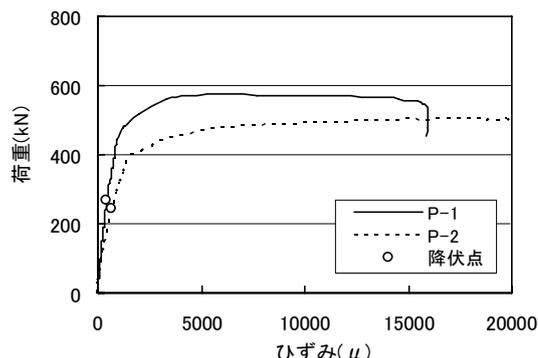


図-6.2.8 荷重・外ダイアフラムひずみ関係

わかる。さらに、載荷荷重の増加に伴いこの傾向が顕著になっていくことが、**図-6.2.5(b)**より確認できる。この部位におけるせん断応力が卓越したことにより、**写真-6.2.1**に示したようなソケット鋼管の亀裂が発生したものと考えられる。**図-6.2.5(c)**に示した P-6 試験体の終局強度点におけるソケット鋼管の主ひずみ分布は、P-1 試験体のそれとは若干異なっている。つまり、P-6 試験体については、左外ダイアフラム側に加え、右外ダイアフラム側のソケット鋼管も同程度のせん断応力となっていることがわかる。これは、P-1 試験体については、位置固定プレートの拘束により、左外ダイアフラム側のソケット鋼管のせん断応力が卓越したのに対し、P-6 試験体については、位置固定プレートによる拘束が無かったために、左右両外ダイアフラム側のソケット鋼管において同程度のせん断応力となったものと考えられる。以上のように、位置固定プレートの有無により、ソケット鋼管のせん断応力分布が若干異ってはくるが、このソケット鋼管を介して外ダイアフラムに応力が流れていることが、**図**より推定される。従って、P-1 及び P-6 試験体については、梁からの断面力に対する接合部の抵抗部材としてソケット鋼管が有効に機能していたと推定される。

一方、**図-6.2.5(d)**に示した P-7 試験体の終局強度点におけるソケット鋼管の主ひずみ分布は、他の2つの試験体と大きく異なっている。つまり、左右両外ダイアフラム側のソケット鋼管の周方向のひずみが卓越していることがわかる。これは、ずれ止め鉄筋を設けなかったことにより、ソケット鋼管の表面と充填モルタルとの付着力が低かったために、梁からの断面力に対する接合部の抵抗部材としてソケット鋼管が他の試験体に比べて有効に機能していなかったためと推定される。

他の試験体については、せん断応力の集中する位置等に若干の違いはあるが、概ね P-1 試験体と同様な主ひずみ分布となった。

d) 荷重・変位関係

図-6.2.6に P-1 及び P-2 試験体の荷重・変位関係を示す。また、**図-6.2.7**には P-1 及び P-2 試験体の荷重とひずみ計測点 A におけるせん断ひずみの関係を示す。なお、このせん断ひずみとはソケット鋼管の面内方向のせん断ひずみであり、P-1 及び P-2 試験体の降伏点におけるその方向は、ソケット鋼管の周方向に対して、それぞれ時計回りに 17.7° 、 15.8° であった。P-1 試験体は、**図-6.2.7**に示した荷重・せん断ひずみ関係のひずみ増加傾向と、**図-6.2.6**に示した荷重・変位関係の変位増加傾向は、異なっていることがわかる。つまり、降伏荷重に達して非線形性が表れてきても、**図-6.2.6**に示す荷重・変位関係においては、明確な非線形性は表れていない。**図-6.2.8**に P-1 及び P-2 試験体のひずみ計測点 C (**図-6.2.3**参照)における荷重と外ダイアフラムのひずみ関係を示す。**図-6.2.8**に示した P-1 試験体の荷重・ひずみ関係の増加傾向は、**図-6.2.6**に示した荷重・変位関係の変位増加傾向と概ね対応していることがわかる。従って、P-1 試験体の破壊形態は、ソケット鋼管のせん断降伏の進展よりも、外ダイアフラムの引張降伏の進展によるものが支配的であることが推定される。

一方、ソケット鋼管径の大きい P-2 試験体については、**図-6.2.7**に示した荷重・せん断ひずみ関係のひずみ増加傾向と、**図-6.2.6**に示した荷重・変位関係の変位増加傾向が、よく対応していることがわかる。また、**図-6.2.7**及び**図-6.2.8**より、ソケット鋼管のせん断ひずみの進展に伴い外ダイアフラムのひずみが急激に増加していることがわかる。従って、P-2 試験体の破壊形態は、ソケット鋼管のせん断降伏の進展によるものが支配的であることが推定される。P-2 試験体以外の試験体については、P-8 試験体を除き P-1 試験体とほぼ同様な破壊形態の傾向がみられた。

e) 荷重・変位関係での各パラメータの影響

各試験体の荷重・変位関係を**図-6.2.9**～**13**に示す。**図-6.2.9**、**10**はソケット鋼管径の影響を、**図-6.2.11**はソケット鋼管の板厚の影響を、**図-6.2.12**は位置固定プレート及びずれ止め鉄筋の影響を、**図-6.2.13**はソケット鋼管長さの影響をそれぞれ比較したものである。また、**図**中における●印は、以下に定義する終局強度を表わしている。**図**から分かるように、荷重・変位関係は明確な荷重ピークを示さず変位がかなり大きくなった状態においても荷重が低下傾向を示さない試験体も多いことから、実験にお

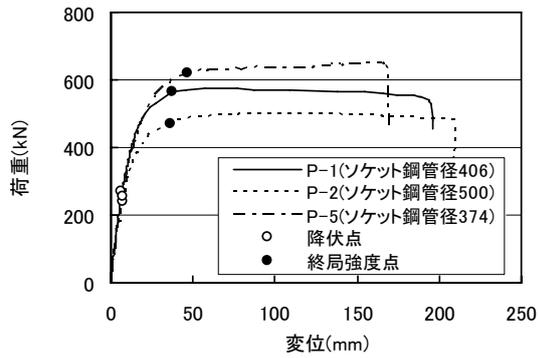


図-6.2.9 ソケット鋼管径の影響（その1）

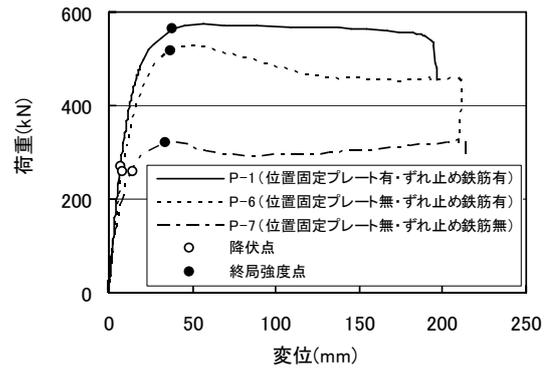


図-6.2.12 位置固定プレート及びずれ止め鉄筋の影響

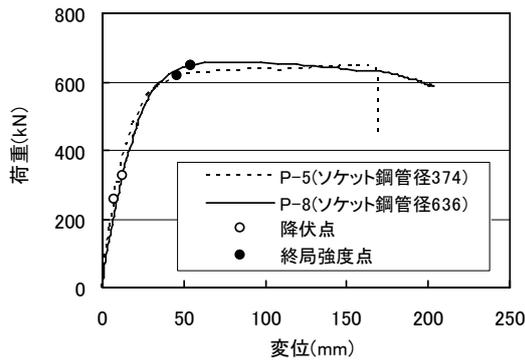


図-6.2.10 ソケット鋼管径の影響（その2）

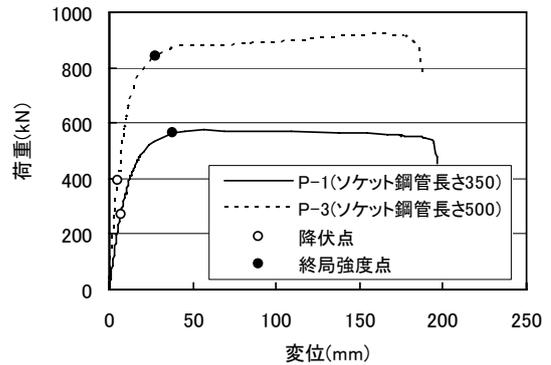


図-6.2.13 ソケット鋼管長さの影響

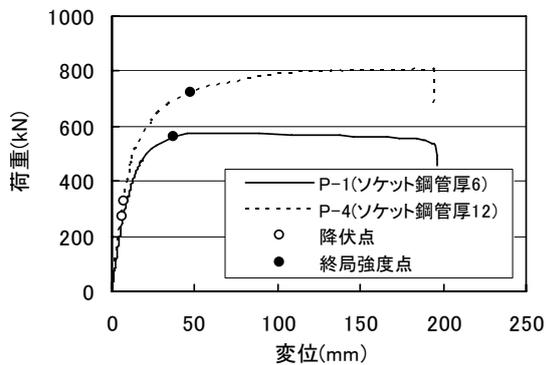


図-6.2.11 ソケット鋼管厚の影響

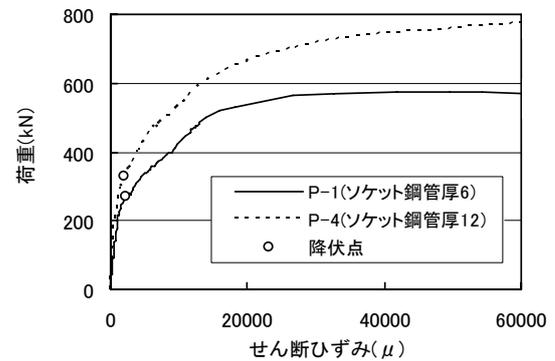


図-6.2.14 荷重・せん断ひずみ関係

ける最大荷重を終局強度とすることは設計上適切でないと考えられる。そこで、荷重・変位関係の接線勾配が初期勾配の5%にまで低下した時点の荷重を便宜的に実験により得られた終局強度と定義することにした。このように定義した点は、ほぼ荷重・変位関係が大きく曲がりきり、その後の荷重の増加割合がかなり少なくなった点になっており、その時の荷重を設計上の終局強度として採用することは妥当であると考えられる¹⁾。

①ソケット鋼管径の影響

図-6.2.9は、外ダイアフラムの外寸法及び位置固定プレート径を固定（図-6.2.3参照）して、ソケット鋼管径を変化させた試験体の比較である。図よりソケット鋼管径を大きくするに従って、終局強度は低下する傾向となった。これは、上記のように今回の実験においては、外ダイアフラムの外寸法を固定しているため、ソケット鋼管を大きくした場合、必然的に外ダイアフラムの面積が小さくなるため、耐

力が低下したと考えられる。前述したように、P-1 及び P-5 試験体については、破壊形態が外ダイアフラムの引張降伏に起因すると推定され、P-2 試験体はソケット鋼管のせん断降伏に起因すると推定されるため、ソケット鋼管と外ダイアフラムの形状の差により、P-1 と P-2 試験体との形状の間に破壊形態の移行点があるものと推定される。

一方、図-6.2.10 に示した P-8 試験体は、ソケット鋼管径が一番大きいにもかかわらず、終局強度は P-5 試験体より大きい値となった。これは、P-8 試験体が、図-6.2.9 に示した 3 つの試験体と比較して、外ダイアフラムの外寸法及び位置固定プレート径が異なっており（図-6.2.3 参照）、外ダイアフラム及び位置固定プレートの終局強度に及ぼす影響が大きかったためと考えられる。

②ソケット鋼管厚の影響

ソケット鋼管厚を 12mm と厚くした P-4 試験体は、P-1 試験体と比較して終局強度は高くなる傾向を示した。P-1 試験体と P-4 試験体は、破壊形態が外ダイアフラムの引張降伏に起因すると推定されるが、両試験体の外ダイアフラムは同じ寸法・強度であり耐力は同じであると考えられる。しかしながら、両者の間に終局強度の差があるのは以下の理由と考えられる。

図-6.2.14 に、P-1 及び P-4 試験体のひずみ計測点 A（図-6.2.3 参照）における荷重・せん断ひずみの関係を示す。同図より両試験体とも降伏荷重に達してから非線形性が表れてきているが、それ以降ソケット鋼管の負担する荷重が板厚の違いにより異なるため、終局強度の差になって表れたものと推定される。このことは、本接合部の終局強度は、ソケット鋼管と外ダイアフラムの両者が相互的に耐荷機構を形成していると考えられるため、両者のうち耐力の大きい方により接合部の破壊形態が支配されることを意味すると考えられる。

③位置固定プレート及びずれ止め鉄筋の影響

位置固定プレートを無くした P-6 試験体は、位置固定プレートを設けた P-1 試験体と比較して初期剛性、終局強度とも下回る結果となった。従って、位置固定プレートは剛性、終局強度ともに影響があることがわかる。また、最大荷重以降の低下傾向も両試験体では異なっていた。これは、P-1 試験体においては、位置固定プレートが最大荷重以降も抵抗部材として荷重を受け持つのに対して、P-6 試験体は位置固定プレートが無いために、荷重低下が進展していったものと考えられる。

位置固定プレート及びずれ止め鉄筋を無くした P-7 試験体は、両者を設けた P-1 試験体と比較して初期剛性、終局強度とも下回る結果となった。特に、終局強度については P-1 試験体の約 6 割程度となっており、ずれ止め鉄筋の影響が大きいことがわかる。従って、本接合部の耐荷機構において、充填モルタルと柱及びソケット鋼管との間の摩擦力の伝達は抵抗要因として大きな要因となると推定される。

④ソケット鋼管長さの影響

P-1 及び P-3 試験体の破壊形態は外ダイアフラムの引張降伏に起因するものと推定されるため、当然のことながら外ダイアフラム間隔が長い P-3 試験体の方が剛性、終局強度ともに高い結果となった。

(4) ソケット接合部の終局強度の算定

a) ソケット接合部の終局強度推定モデルの検討

先の実験において検討した接合部の破壊過程の観察及びソケット鋼管の主ひずみ分布、荷重・変位関係の各パラメータの影響の検討によれば、接合部の主な耐荷機構としては、柱鋼管とソケット鋼管の間に生じる支圧力の偶力と柱鋼管と環状のモルタルの間に生じる摩擦力の偶力により、接合部に作用する曲げモーメント及びせん断力に抵抗しているものと考えられる。そこで、図-6.2.15 に示すような耐荷モデルを仮定して力の釣り合いにより接合部の終局強度を推定することを試みた。

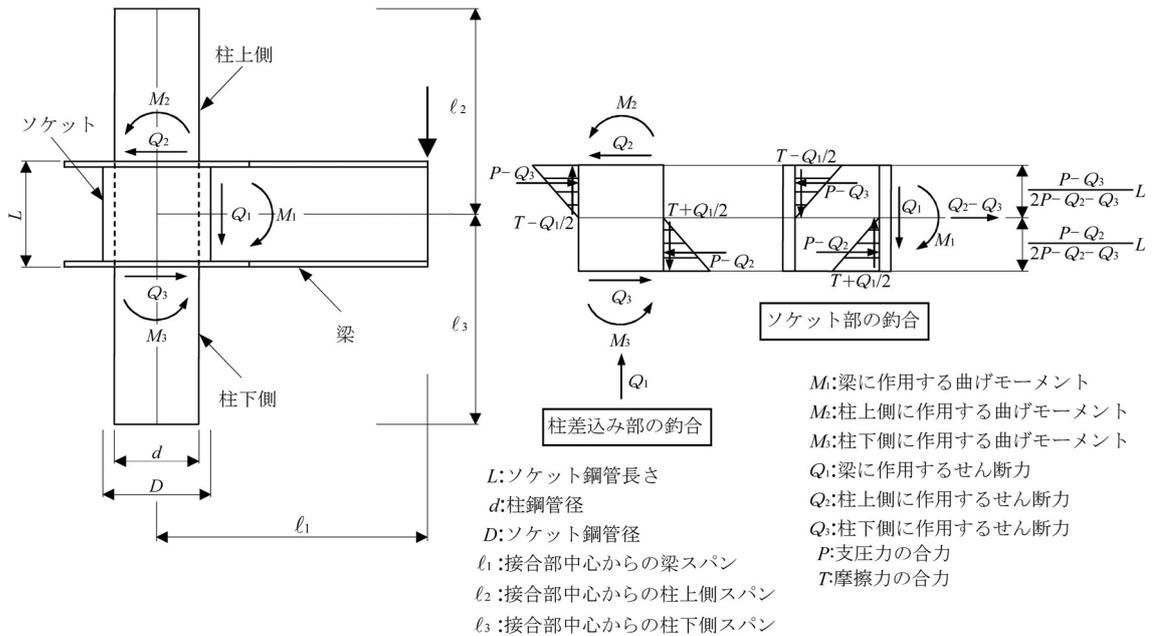


図-6.2.15 接合部の耐荷モデル

①モーメントの釣合い式

図-6.2.15 に示されたモデルよりモーメントの釣合い式をとると、下式(6.2.2)となる。

$$M_1 + \frac{D}{2} Q_1 - T \left(\frac{2\sqrt{2}}{\pi} \right) d = (P - Q_3) \frac{L(4P - 3Q_2 - Q_3)}{6(2P - Q_2 - Q_3)} + (P - Q_2) \frac{L(4P - 3Q_3 - Q_2)}{6(2P - Q_2 - Q_3)} \quad (6.2.2)$$

- ここで、 M_1 : 梁に作用する曲げモーメント (N・mm)
 Q_1 : 梁に作用するせん断力 (N)
 Q_2 : 柱上側に作用するせん断力 (N)
 Q_3 : 柱下側に作用するせん断力 (N)
 T : 柱鋼管に作用する摩擦力の合力 (N)
 P : 柱鋼管に作用する支圧力の合力 (N)
 d : 柱鋼管の外径 (mm)
 D : ソケット鋼管の外径 (mm)
 L : ソケット鋼管長さ (mm)

このモーメントの釣り合いから、摩擦力の合力(T)の最大値及び支圧力の合力(P)の最大値を求めることにより、接合部の終局強度を計算できる。このとき、柱とモルタルの間の摩擦力は柱の圧縮側及び引張側に各々全周の1/4に均等に作用し、最大摩擦力に達していると仮定している。

②終局時の摩擦力の合力

柱とモルタルの間の摩擦応力は、クーロン摩擦に従うものとする。すなわち

$$\tau_{\max} = c + \sigma n \tan \phi \quad (6.2.3)$$

- ここで、 c : 粘着力 (N/mm²)
 σn : 界面に作用する直応力 (N/mm²)
 ϕ : 摩擦角 (rad)

とすると、摩擦力の合力 (T) は次式で表される。

$$T = c \frac{\pi}{4} dL \frac{(P - Q_2)}{(2P - Q_2 - Q_3)} + \frac{\pi}{2\sqrt{2}} (P - Q_2) \tan \phi \quad (6.2.4)$$

これまでの検討¹⁾より、平鋼管とコンクリート間の摩擦特性は、 $c=0.7$ (N/mm²)、 $\phi=20^\circ$ とする。
ずれ止めを設けた場合の、ソケット鋼管とモルタルとの極限付着強度 (τ_{\max}) は、API 基準⁵⁾に従い式 (6.2.5) により算定する。この場合、 $c=\tau_{\max}$ 、 $\phi=0^\circ$ として式(4)より T を求める。

$$\tau_{\max} = 1.15 + 1.72 f'_{cu} \cdot h/s \quad (6.2.5)$$

ここで、 f'_{cu} : 環状モルタルの立方体供試体強度 (N/mm²) で、円柱供試体強度 f'_{cy} より
 $f'_{cu} = f'_{cy} / 0.8$ として求めた⁶⁾

h : ずれ止め (突起) の高さ (mm)

s : ずれ止め間隔 (mm)

③終局時の支圧力の合力

ソケット接合部における柱に作用する支圧力の合力 (P) は、文献 1) によればソケット鋼管長さ L の区間のせん断パネル (ソケット鋼管及びソケット鋼管と柱鋼管の間に充填された環状モルタルにより構成される) のせん断耐力により決定されるとしている。しかし、先の実験の検討結果によれば、本接合部の終局強度は、ソケット鋼管と外ダイアフラムの両者が相互的に耐荷機構を形成していると考えられるため、柱に作用する支圧力に対して、外ダイアフラムの影響も考慮する必要があると考えられる。そこで、支圧力の合力 (P) を次式のように仮定した。

$$P = V_s + V_c + V_p \quad (6.2.6)$$

ここで、 V_s : ソケット鋼管の負担するせん断力 (N)

V_c : モルタル部が負担するせん断力 (N)

V_p : 外ダイアフラムが負担するせん断力 (N)

まず、支圧偶力 (P) が作用する時のソケット鋼管のパネルの負担するせん断耐力は、鋼管の純せん断耐力とし、式(6.2.7)より求めた¹⁾。

$$V_s = \frac{f_{sy}}{\sqrt{3}} \frac{\pi(D-t) \cdot t}{2} \quad (6.2.7)$$

ここで、 f_{sy} : ソケット鋼管の引張降伏強度 (N/mm²)

t : ソケット鋼管の板厚 (mm)

D : ソケット鋼管の外径 (mm)

次に、環状のモルタル部が負担するせん断耐力は、式(6.2.8)より求めた^{1), 2)}。

$$V_c = \frac{3}{2L} \left[\frac{\pi}{4} D_i L t c \left(\frac{2\sqrt{2}}{\pi} D_i \right) - \frac{\pi}{4} d \frac{L}{2} c \left(\frac{2\sqrt{2}}{\pi} d \right) \right] \quad (6.2.8)$$

ここで、 D_i : ソケット鋼管の内径 (mm)

L_t : ソケット鋼管内側で付着力に寄与する長さ (mm, 図-6.2.16 参照)

$$L_t = L - (D_i - d) / 2$$

そして、外ダイアフラムが負担するせん断耐力については、文献 7) を参考にして、式(6.2.9)のように仮定した。

$$V_p = f(\alpha) \cdot A_1 \cdot f_{dy} \quad (6.2.9)$$

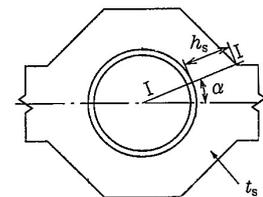
$$f(\alpha) = \frac{2}{\sqrt{3}} \sqrt{2\sin^2 \alpha + 1}$$

$$A_1 = h_s \cdot t_s$$

ここで、 h_s : I-I 断面での外ダイアフラムの高さ (mm)

t_s : 外ダイアフラムの板厚 (mm)

f_{dy} : 外ダイアフラムの引張降伏強度 (N/mm²)



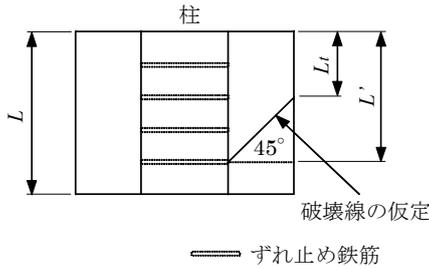


図-6.2.16 環状モルタルの破壊面^{1),2)}

ソケット鋼管の管壁の負担分については、式(6.2.7)により算定されているため、外ダイアフラムが負担する部分についてのみ考慮した。

④終局強度の算定式

式(6.2.2)の釣り合い式に、式(6.2.4)及び式(6.2.6)で求めた、最大摩擦力(T)及び支圧力の合力(P)を代入し、 M について解くと、次式により接合部の終局強度が得られる。

$$M_u = \frac{B - \sqrt{B^2 - 4AC}}{2A} \quad (6.2.10)$$

ここで、

$$A = 16l_1^2 \left[(l_2 + l_3 - L) \left\{ 2l_2l_3 - 2l_2L - 2l_3L - L^2 + 3d(2l_3 - L)\tan\phi \right\} + L(2l_2 - L)(2l_3 - L) \right]$$

$$B = (2l_1 - D)(4l_2l_3 - l_2L - l_3L) \left[8Pl_1(12l_2l_3 + l_2L + l_3L - 4L^2) + 6\sqrt{2}dl_1 \left\{ cdL(2l_3 - L) + 2\sqrt{2}P \tan\phi(3l_3 + l_2 - 2L) \right\} \right]$$

$$C = (2l_1 - D)^2 \cdot (4l_2l_3 - l_2L - l_3L)^2 \cdot (8LP^2 + 3\sqrt{2}d^2cLP + 12dP^2 \tan\phi)$$

b) 実験結果と計算結果の比較

上述の釣り合い式から算定した接合部の終局強度の計算値と実験値を比較した結果を表-6.2.3及び図-6.2.17に示す。なお、P-7試験体は、ずれ止め鉄筋がないためにソケット鋼管が他の試験体と比較して有効に機能しておらず、耐荷機構が他の試験体と異なっていると考えられるため除いている。図表より、計算値と実験値はかなりばらつきが大きいことがわかる。これは、位置固定プレートの有無によるソケット鋼管のせん断応力分布の違いや形状差によるソケット鋼管と外ダイアフラムの強度分担割合の違いなどにより支圧力のばらつきが大きかったためと考えられる。

そこで、式(6.2.6)の支圧力の合力(P)を次式のように補正することを試みた。

$$P = (V_s + V_c + V_p) \cdot \gamma \quad (6.2.11)$$

ここで、補正係数 γ は、以下のようにして推定した。まず、式(6.2.10)より終局強度を計算し、実験結果と一致する時の補正係数 γ を試験体ごとに求めた。そして、補正係数 γ と実験パラメータとの相関性について検討した。その結果、本接合部の終局強度の影響因子と考えられる柱径 d とソケット鋼管径 D の比 D/d 、ソケット鋼管厚 t とソケット鋼管径 D の比 D/t 、ソケット鋼管長さ L とソケット鋼管径 D の比 D/L 、が比較的高い相関性を示した。図-6.2.18は、 D/d 、 D/t 、 D/L のそれぞれが大きい程 γ の値が低下する傾向を示している。図-6.2.19は、 D/d 、 D/t 、 D/L の逆数の積をとり整理したものである。

表-6.2.3 終局強度の計算値と実験値

試験体名	実験値 Puexp (kN)	計算値 Pucal① (kN)	Puexp /Pucal①	パラメータ
P-1	522	555	0.94	標準ケース
P-2	426	555	0.77	ソケット鋼管径
P-3	837	758	1.10	ソケット鋼管長さ
P-4	686	602	1.14	ソケット鋼管板厚
P-5	586	586	1.00	ソケット鋼管径
P-6	517	592	0.87	位置固定プレート無し
P-7	321	—	—	位置固定プレート無し、 ずれ止め鉄筋無し
P-8	529	771	0.69	ソケット鋼管径

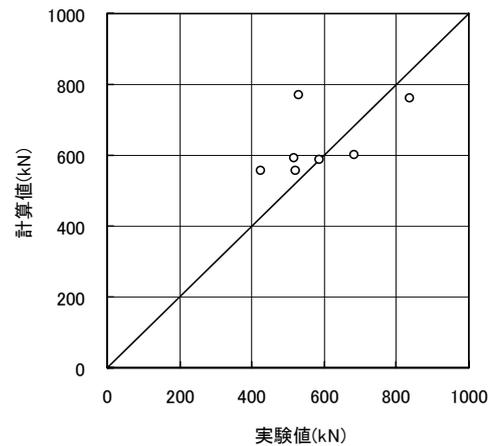


図-6.2.17 終局強度の計算値と実験値の比較

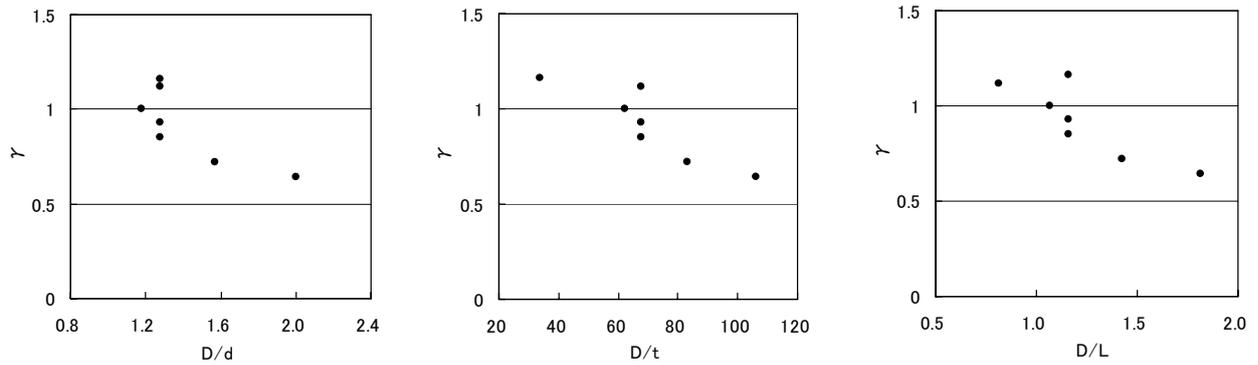


図-6.2.18 補正係数 γ と各パラメータの関係

これより、補正係数 γ と D/d 、 D/t 、 D/L の逆数の積は、概ね線形の関係が認められ、終局強度点の補正係数 γ を式(6.2.12)のように定式化した。

$$\gamma = 0.327X + 0.567 \quad (6.2.12)$$

ここで、 $X = (d/D) \cdot (t/D) \cdot (L/D) \cdot 100$

表-6.2.4 及び図-6.2.20 に以上のようにして支圧力の合力を補正して求めた接合部の終局強度の修正計算値と実験値を比較したものを示す。計算値は実験値を比較的精度良く評価できていることがわかる。

なお、以上の詳細な内容については、文献 8)を参照されたい。

6.2.3 ソケット接合部の終局強度に及ぼす影響因子の検討

前節までにおいて、ソケット接合による柱梁T形接合部の終局強度算定式を提案した。しかしながら、実構造物への適用を想定した場合には、繰返し荷重の影響や外ダイアフラムの影響などについて検証する必要がある。そこで、载荷方法や外ダイアフラムの寸法をパラメータとした追加実験を実施し、その結果を基に、終局強度算定式を修正した。

(1) 実験概要

試験体諸元を表-6.2.5 に示す。試験体一般形状は、図-6.2.3 と同様である。P-9 および P-10 試験体は、表-6.2.1 に示す P-1 および P-6 試験体と同一形状のもので交番载荷試験を行った。各々の試験体の違いは位置固定プレート⁸⁾の有無である。P-11~13 試験体は外ダイアフラムの影響を検討するためのもので、単調载荷試験を行った。P-11~13 試験体には、位置固定プレートを設けていない。

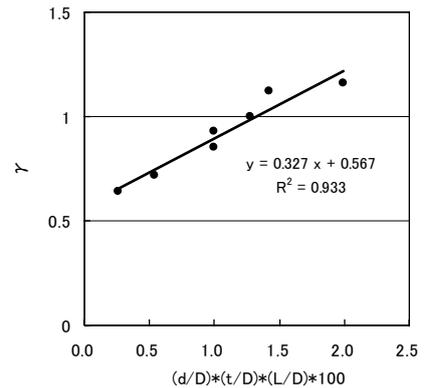


図-6.2.19 補正係数 γ とパラメータの関係

表-6.2.4 終局強度の修正計算値と実験値

試験体名	実験値 Puexp (kN)	計算値 Pucal② (kN)	Puexp /Pucal②	パラメータ
P-1	522	504	1.04	標準ケース
P-2	426	434	0.98	ソケット鋼管径
P-3	837	777	1.08	ソケット鋼管長さ
P-4	686	715	0.96	ソケット鋼管板厚
P-5	586	576	1.02	ソケット鋼管径
P-6	517	538	0.96	位置固定プレート無し
P-7	321	—	—	位置固定プレート無し、 ずれ止め鉄筋無し
P-8	529	537	0.99	ソケット鋼管径

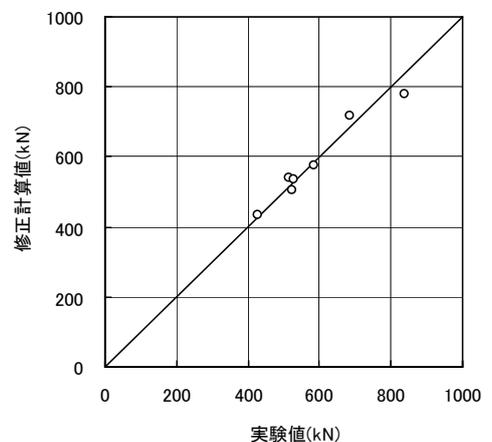


図-6.2.20 終局強度の修正計算値と実験値の比較

表-6.2.5 試験体諸元

試験体名	鋼管柱 d (mm)	梁 (mm)	ソケット鋼管径 D (mm)	ソケット長さ L (mm)	ソケット板厚 t (mm)	外ダイアフラム高さ h _s (mm)	外ダイアフラム板厚 t _s (mm)	D/t	D/d	D/L	L/d	パラメータ
P-9	φ 318 × t25	H350 × 350 × 16 × 22	406	350	6	187.4	22	67.7	1.28	1.16	1.10	交番载荷、P-1試験体と諸元同様
P-10	φ 318 × t25	H350 × 350 × 16 × 22	406	350	6	187.4	22	67.7	1.28	1.16	1.10	交番载荷、P-6試験体と諸元同様
P-11	φ 318 × t25	H350 × 350 × 16 × 22	446	350	25	0	0	17.8	1.40	1.27	1.10	外ダイアフラム無、ソケット鋼管厚大
P-12	φ 318 × t25	H350 × 350 × 16 × 22	406	350	12	187.4	16	33.8	1.28	1.16	1.10	外ダイアフラム板厚
P-13	φ 318 × t25	H350 × 350 × 16 × 22	406	350	6	154.0	22	67.7	1.28	1.16	1.10	外ダイアフラム高さ

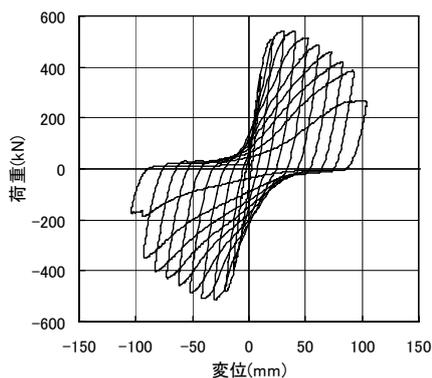


図-6.2.21 荷重・変位関係 (P-9 試験体)

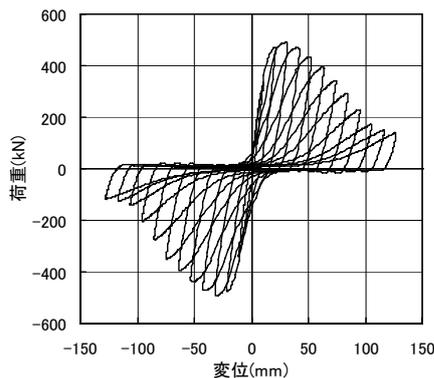


図-6.2.22 荷重・変位関係 (P-10 試験体)

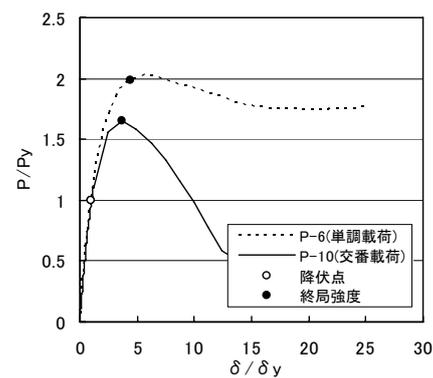


図-6.2.23 無次元化した荷重・変位関係の比較

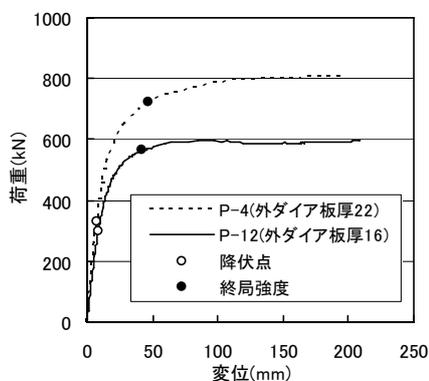


図-6.2.24 外ダイアフラムの板厚の影響

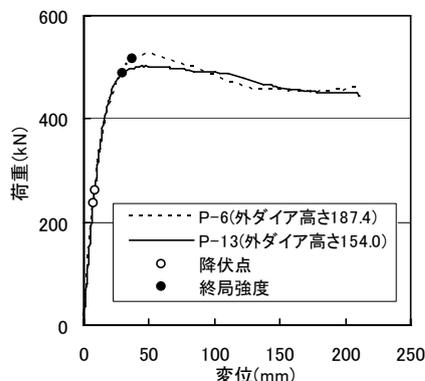


図-6.2.25 外ダイアフラム高さの影響

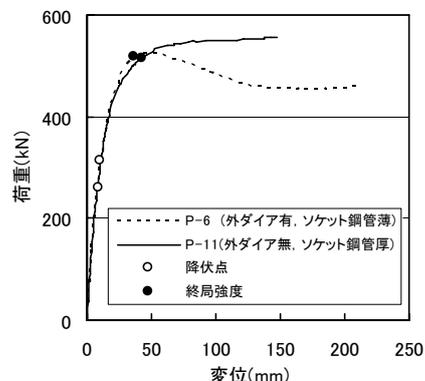


図-6.2.26 外ダイアフラムの有無の影響

(2) 実験結果

交番载荷した P-9 および P-10 試験体の荷重・変位関係を図-6.2.21, 22 に示す。荷重・変位関係の特徴として、エネルギー吸収の少ない逆S字の履歴を示した。これは、充填モルタルとソケット鋼管および鋼管柱との間に空隙が発生することや充填モルタルの損傷などが原因と考えられる。この追加実験における試験体は、接合部の終局強度を確認することを目的に接合部で破壊するように設計されているため、このような履歴となった。また、図-6.2.21 の第2象限と第4象限の履歴が若干異なっているが、これは、位置固定プレートや

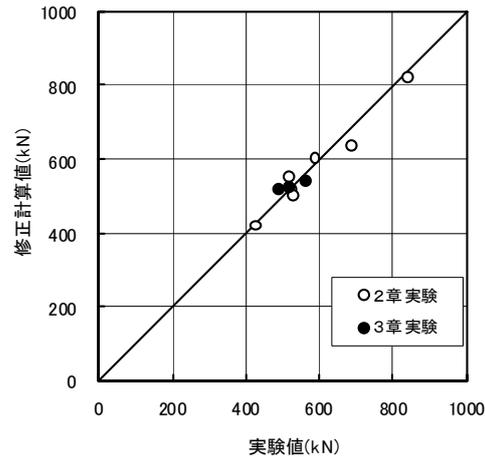
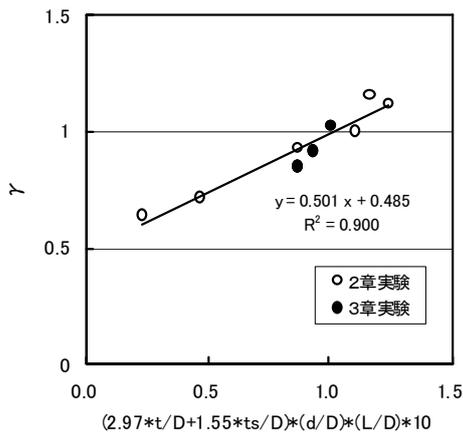


図-6.2.27 補正係数 γ とパラメータの関係 図-6.2.28 終局強度の修正計算値と実験値の比較

充填モルタルの損傷状況などの影響によるものと考えられる。図-6.2.23 に交番载荷した P-10 試験体の包絡線と文献 1) に示す単調载荷した P-6 試験体の荷重・変位関係の比較を示す。縦軸、横軸ともに降伏荷重、降伏変位で無次元化している。図より単調载荷に比べ交番载荷は、終局強度が 2 割程度低下していることがわかる。また、終局強度以降の荷重の低下についても交番载荷の方が急激に低下していることがわかる。これらは、交番载荷の方が繰返し荷重の影響により充填モルタルの損傷が著しかったためと考えられる。

図-6.2.24~26 に外ダイアフラムの影響を検討するために行った各試験体の荷重・変位関係を示す。図-6.2.24 に示した外ダイアフラムの板厚の影響であるが、外ダイアフラムの板厚を 16mm と薄くした P-12 試験体は、P-4 試験体と比較して終局強度は低くなる傾向を示した。図-6.2.25 に示した外ダイアフラム高さの影響であるが、外ダイアフラム高さを小さくした P-13 試験体は、P-6 試験体と比較して終局強度は若干低くなる傾向を示した。しかしながら、その割合は小さく、追加実験のパラメータの範囲内では、終局強度には外ダイアフラムの高さより板厚の方が影響が大きい結果となった。図-6.2.26 より、外ダイアフラムを無くしソケット鋼管厚を 25mm と厚くした P-11 試験体は、外ダイアフラムを設けソケット鋼管の板厚が 6mm の P-6 試験体と同程度の終局強度となっており、外ダイアフラムを省略してもソケット鋼管を厚くすることで十分な終局強度が得られることから、外ダイアフラムとソケット鋼管のバランスを考えて設計することが可能と考えられる。

(3) ソケット接合部の終局強度の再評価

前節では、本接合部の終局強度は、柱鋼管とソケット鋼管の間に生じる支圧力と鋼管と充填モルタルの間に生じる摩擦力により、接合部に作用する曲げモーメントおよびせん断力に抵抗するものとして算定している。この中で、位置固定プレートの有無によるソケット鋼管のせん断応力分布の違いや形状差によるソケット鋼管と外ダイアフラムの強度分担割合の違いなどによりばらつきが大きかったため、支圧力(P)を補正している。しかしながら、その補正式では、追加実験を実施した試験体について、計算値と実験値との間にばらつきがみられたため、再度支圧力を補正することを試みた。式(6.2.12)について、パラメータについて再検討し、次式のように定式化した。

$$\gamma = 0.501X + 0.485 \quad (6.2.13)$$

$$\text{ここで、 } X = (2.97t/D + 1.55ts/D) \cdot (d/D) \cdot (L/D) \cdot 10$$

補正係数 γ とパラメータとの関係を図-6.2.27 に示す。図より、補正係数とパラメータは概ね線形の関係が認められ相関性が高いことがわかる。以上のようにして支圧力を再補正して求めた接合部の終局強度の計算値と実験値を比較したものを図-6.2.28 に示す。計算値は実験値を比較的精度良く評価できていることがわかる。

なお、交番載荷した試験体については、比較から除いている。また、本節での詳細な内容については、文献 9) を参照されたい。

6.2.4 ソケット接合部の終局強度算定式を適用し設計した事例

本構造は、新幹線延伸工事に伴う在来線交差部における新幹線高架橋である。高架橋の一般図を図-6.2.29 および図-6.2.30 に示す。柱は、円形のRC構造(φ1600)であり、型枠と帯鉄筋を兼用する目的で鋼管を採用している。上層梁・中層梁は桁高制限が厳しいことから、SRC構造を採用している。地中梁については、桁高制限が特になくことからRC構造を採用している。杭は、オールケーシング工法の場所打ち杭とした。

本高架橋の設計は、限界状態設計法により行っており、終局限界状態、使用限界状態、疲労限界状態のそれぞれについて検討を行っている。スラブや地中梁等のRC部材については、性能照査型設計法を取り入れている。また、耐震設計については、構造物の耐震性能および部材の損傷レベルと基礎の安定レベルをそれぞれ表-6.2.6, 7のように設定した。

本高架橋の柱と各梁との接合部に、今回提案している接合用のソケット鋼管を用いている。接合部の一例を図-6.2.31 に示す。本接合部の設計は、前節までの終局強度算定式を用い式(6.2.14)により行った。

$$\gamma_i \cdot M_d / M_{ud} \leq 1.0 \quad (6.2.14)$$

ここで、 M_d ：接合部の設計曲げモーメントで、柱部材もしくは梁部材の曲げ耐力の小さい方とする。梁部材として鋼製梁、鉄骨鉄筋コンクリート梁および鉄筋コンクリート梁による場合、それぞれの設計曲げ耐力の1.3倍とする。

M_{ud} ：ソケット接合部（柱梁接合部）の設計終局曲げ耐力

γ_i ：構造物係数

なお、本接合部の具体的設計法については、「ソケット式接合部設計マニュアル(H18.7 東日本旅客鉄道株式会社編)」にまとめられている。

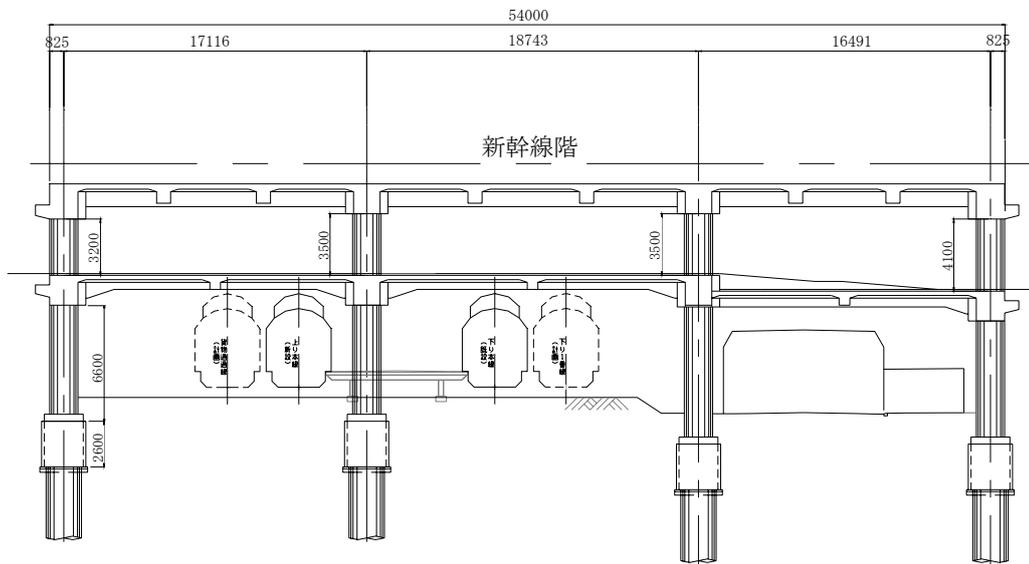


図-6.2.29 高架橋一般図（新幹線に対して線路方向）

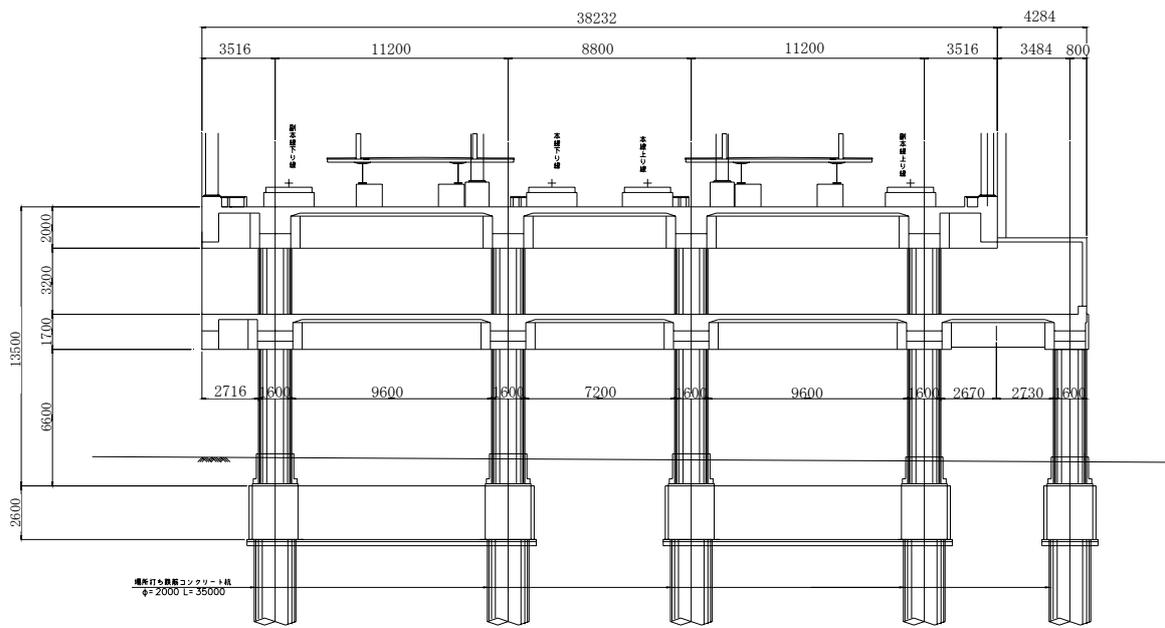


図-6.2.30 高架橋一般図（新幹線に対して線路直角方向）

表-6.2.6 設計想定地震動別の構造物の耐震性能

設計想定地震動	構造物の耐震性能
L 1 地震動	耐震性能 I
L 2 地震動	耐震性能 II

表-6.2.7 部材の損傷レベルと基礎の安定レベル

構造物		耐震性能 I	耐震性能 II
部材の 損傷レベル	SRC : 上層梁	1	2
	RC : 地中梁		
	SRC : 中層梁	1	3
	RC : 柱	1	3
	RC : 杭	1	2
基礎の安定レベル		1	2

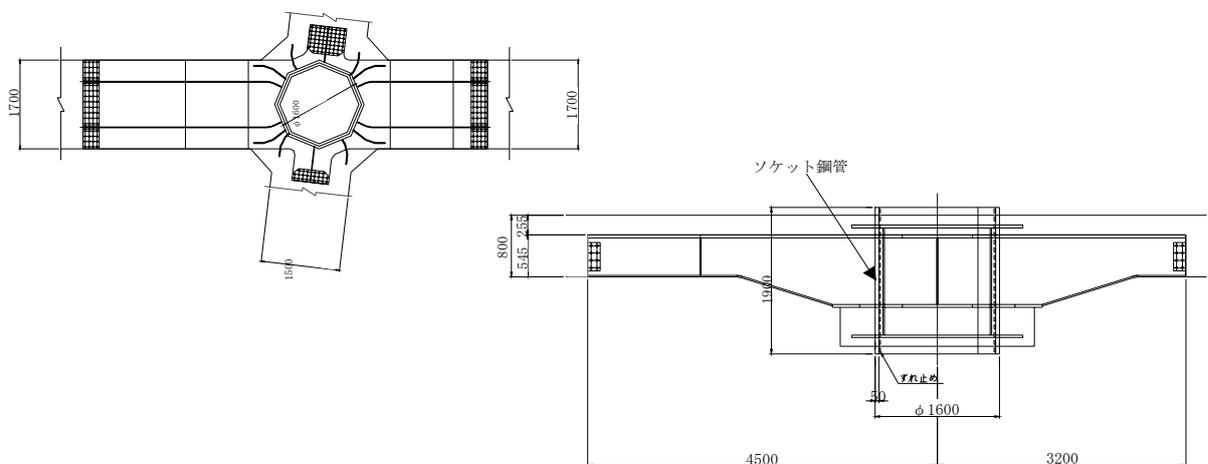


図-6.2.31 接合部構造の例

6.2.5 おわりに

本稿では、人工地盤構築のコストダウンを可能とするソケット式柱梁接合部について、載荷試験を実施し、その検討結果から終局強度算定式を提案した。そして、その算定式を適用し設計した構造物の概要について述べた。近年は、鋼とコンクリートのそれぞれの特性を活かした複合構造の採用が増加してきており、異種部材同士を簡易な方法で接合できる本接合方法は、今後益々の採用が期待されている。

(東日本旅客鉄道㈱ 山田正人)

参考文献

- 1) 野澤伸一郎, 木下雅敬, 築嶋大輔, 石橋忠良: 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. 606/V-41, pp. 31-42, 1998. 11.
- 2) 野澤伸一郎, 木下雅敬, 築嶋大輔, 石橋忠良: 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, pp. 71-89, 1999. 11.
- 3) 工藤伸司, 高木芳光, 木下雅敬: ソケット式柱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, pp. 434-435, 1997. 9.
- 4) 小林寿子, 古谷時春, 木下雅敬: ソケット式柱梁十字接合部の耐力試験について, 第 24 回関東支部技術研究発表会講演概要集, V-13, pp. 582-583, 1997. 3.
- 5) American Petroleum Institute, 'Recommended practice for planning, designing and constructing fixed offshore platforms', APIRP2A, 19th Edition, 1991.
- 6) 村田二郎, 国府勝郎, 辻幸和: わかり易い土木講座 10 新訂第三版・コンクリート工学 (I) 施工, 彰国社, 1993.
- 7) Kurobane, Y., Togawa, T. and Matsuo, O.: Beam-to-Concrete Filled Tubular Column Connections with Stiffener Rings, Part1~3, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1275-1280, 1987. 10.
- 8) 山田正人, 林篤, 野澤伸一郎: コンクリート充填鋼管ソケット式柱梁 T 形接合部の耐力評価, 土木学会論文集, No. 759/ I -67, pp. 293-308, 2004. 4.
- 9) 山田正人, 林篤, 野澤伸一郎, 依田照彦: コンクリート充填鋼管ソケット式柱梁 T 形および十字形接合部の耐力評価, 土木学会論文集, No. 780/ I -70, pp. 211-230, 2005. 1.

6.3 フレア護岸の設計・製作・施工

6.3.1 はじめに

外洋に面した空港や発電所などの重要施設や、臨海部の汀線に沿って建設される道路用護岸や住宅地に要求される機能の中で、特に重要なもののひとつに越波阻止性能がある。著者らは図-6.3.1に示すような新形式護岸であるフレア護岸を提案し、研究開発を進め、水理実験によって越波阻止機能や作用波圧を明らかにしてきた¹⁾⁻³⁾。また、設計の容易性を考慮し、直立護岸や消波ブロック被覆護岸の設計に使われている越波流量推定線図⁴⁾を作成した⁵⁾。さらに、経済的に施工するため捨石上にフレア護岸を設置した場合の水理特性を水槽実験によって確認してきた⁶⁾。

今回、国内で初めて広島県呉市倉橋町大迫港の高潮対策事業として、フレア護岸が採用された。構造形式を決めるための大きな要因は、低天端、景観性、砂浜の保全、経済性などであった。フレア護岸の他に消波ブロック被覆護岸、離岸堤などの構造形式が比較検討され、これらの要求事項を満足する工法としてフレア護岸が採用されることとなった。

そこで、本研究では同港に適用されたフレア護岸の形状設計法、水理実験による検証、構造設計法および現地施工について報告する。まず、先に提案した越波流量推定線図を基に、必要天端高を求め、安定計算等から基本形状を決定する。次に、水槽実験により越波性能の確認、護岸に作用する波圧の把握などを行う。さらに、構造設計においては軽量かつ耐衝撃性に優れた鋼・コンクリート合成構造を適用し、波圧を考慮した耐波設計を行う。最後に、現地の施工について説明する。



図-6.3.1 フレア護岸(呉市大迫港)

6.3.2 形状設計

(1) 設計フロー

図-6.3.2に、フレア護岸の設計フローを示す。従来工法(直立護岸、消波ブロック被覆護岸)とほぼ同じ流れで越波流量推定線図を用いて設計ができることが分かる。ただし、断面形状を最終的に決定する際には、水槽実験による性能確認を行った。

(2) 設計条件

呉市倉橋町大迫港の設計潮位は Mx.H.W.L+4.5m、換算沖波波高1.86m、沖波周期5.22s、沖波波長42.51m、海底勾配1/10で、許容越波流量は $0.01\text{m}^3/\text{m/s}$ である。詳細な設計条件を、表-6.3.1に示す。

表-6.3.1 設計条件

潮位	Mx.H.W.L	+4.50m
	H.W.L	+3.33m
	L.W.L	+0.55m
残留水位	R.W.L	+1.48m
波浪条件	換算沖波波高 H_0'	1.86m
	沖波周期 T_0	5.22s
	沖波波長 L_0	42.51m
	許容越波流量	$0.01\text{m}^3/\text{m/s}$
海底勾配		1/10
原地盤高		+1.5m
設計震度		0.12

(3) 断面の決定

上記の設計条件を用いて、図-6.3.2に示した設計フローに従って天端高を決めるためのパラメーターの値を以下のとおり求める。

堤脚水深 $h = 3.0\text{m}$ (6.3.1)

波形勾配 $H_0'/L_0 = 0.044$ (6.3.2)

堤脚水深と換算沖波波高との比

$h/H_0' = 1.61$ (6.3.3)

許容無次元越波流量

$q/\sqrt{2g(H_0')^3} = 8.90 \times 10^{-4}$ (6.3.4)

波形勾配が0.044であることから、天端高を決めるために使用したフレア護岸の越波流量推定線図は、海底勾配1/10で波形勾配0.036のそれとした。図-6.3.3に、その越波流量推定線図を示す。

堤脚水深と換算沖波波高との比 $h/H_0'=1.61$ と許容無次元越波流量 $q/\sqrt{2g(H_0')^3}=8.90 \times 10^{-4}$ の関係で、図-6.3.3より、海水面から天端までの高さ h_c/H_0' を求めると以下ようになった。

$h_c/H_0' = 0.75$ (6.3.5)

従って、海水面から天端までの高さ h_c は、

$h_c = 1.4m$ (6.3.6)

となり、フレア護岸の天端高さを+6.0mとした。

図-6.2.4に、フレア護岸の標準断面図を示す。

同様の方法で、港湾の基準⁴⁾に掲載されている直立護岸と消波ブロック被覆護岸の越波流量推定線図から天端高さを求めた結果を、表-6.3.2にまとめた。この結果より、フレア護岸は、直立護岸より1.5m、消波ブロック被覆護岸より0.4m低くできることが分かる。

表-6.3.2 各構造物の天端高さ

構造物	フレア護岸	直立護岸	消波ブロック被覆護岸
天端高さ	+6.0m	+7.5m	+6.4m

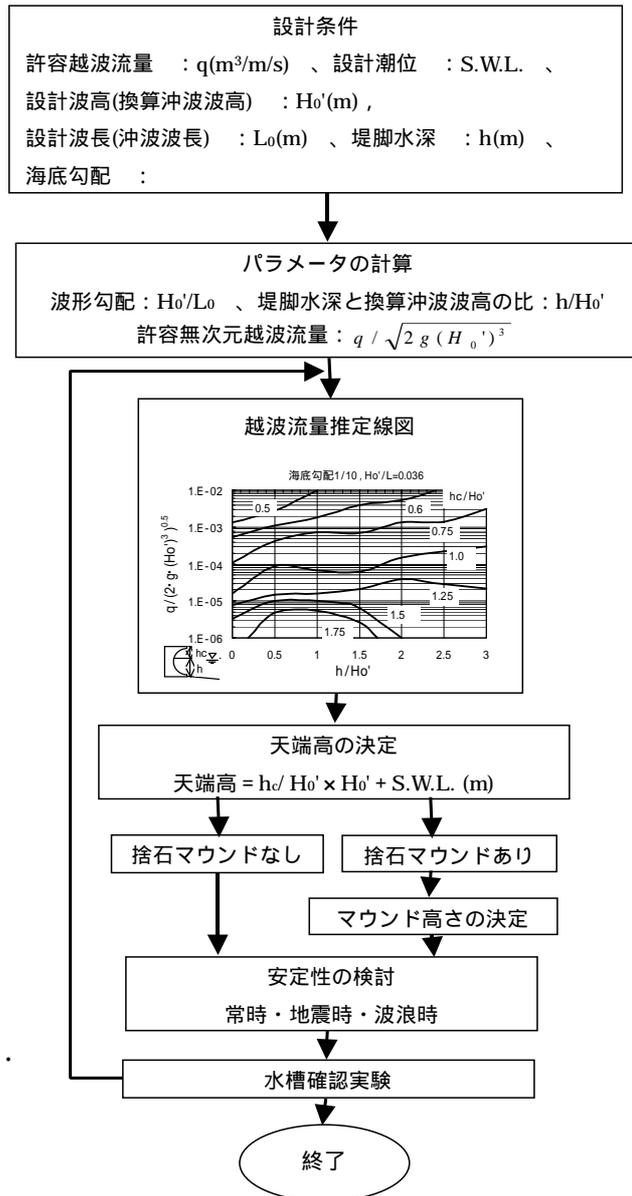


図-6.3.2 フレア護岸の設計フロー

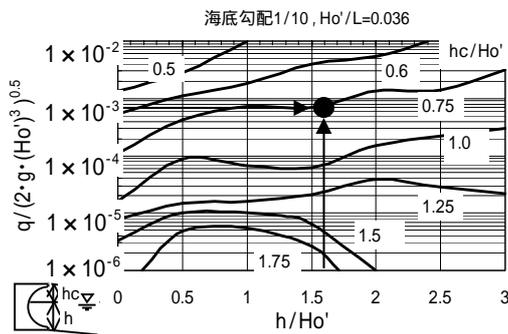


図-6.3.3 越波流量推定線図 (波形勾配0.036, 海底勾配1/10)

次に、完成時の安定について検討を行った。検討ケースは以下に示す通りである。

潮位：H.W.L，常時・地震時

潮位：L.W.L，常時・地震時

潮位：H.W.L，引き波時

潮位：Mx.H.W.L 引き波時

各ケースにおける、安定計算のまとめを表-6.3.3に示す。この結果から、断面が決定した条件は、潮位H.W.Lにおける地震時の滑動であることがわかる。

表-6.3.3 完成時の安定計算

	常時 (L.W.L.)	地震時 (L.W.L.)	引き波時 (Mx.H.W.L)
滑動	2.513 > 1.20	1.488 > 1.00	2.085 > 1.20
転倒	5.030 > 1.20	2.699 > 1.10	4.914 > 1.20
端趾圧 (kN/m ²)	57.439 < 600	87.787 < 600	55.045 < 600
	常時 (H.W.L.)	地震時 (H.W.L.)	引き波時 (H.W.L.)
滑動	2.230 > 1.20	1.229 > 1.00	1.894 > 1.20
転倒	4.296 > 1.20	2.240 > 1.10	4.204 > 1.20
端趾圧 (kN/m ²)	47.644 < 600	87.085 < 600	59.344 < 600

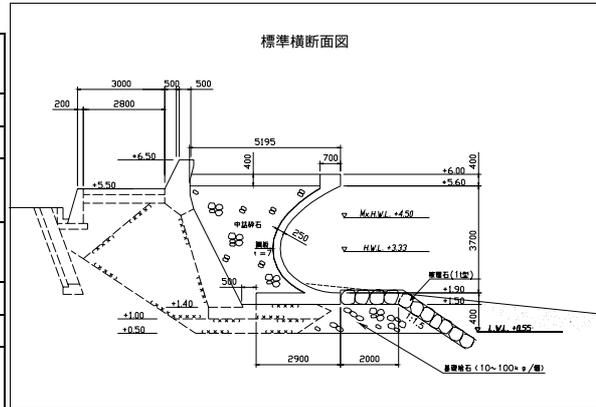


図-6.3.4 標準断面図

(4) 確認実験

水理実験は、2次元吸収制御式造波水槽（長さ30m，高さ1.2m，幅0.6m）中に1/10海底勾配を模擬した不透斜面を設置し，その斜面上に捨石マウンドおよび被覆石，フレア護岸モデルを置いて行った。図-6.3.5に実験概要を示す。不規則波により越波流量を計測した。不規則波は修正 Bretschneider-光易型の周波数スペクトルを基準とした。波圧は規則波により測定した。この時の波浪条件は、表-6.3.4に示す。

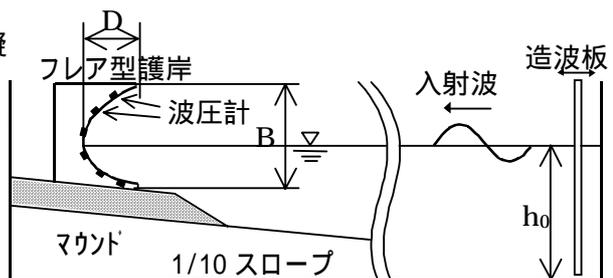


図-6.3.5 実験状況の概要

越波流量の結果は、表-6.3.5に示す。実験の越波流量は、許容越波流量の約1/50になっていることが分かる。これは設計条件の波形勾配が0.044であるが、断面決定に使用した越波流量線図の波形勾配が、0.036であったことが大きな要因と考えられる。

波圧の測定については、潮位および波高をパラメータとした実験を行ない波圧が最大となる条件を探した。その結果、波圧が最大になるときの潮位はMx.H.W.Lで、波高は設計波高 $H_{max}=3.2m$ よりも少し小さい3.0mの時であった。その実験結果の波圧を現地に換算した波圧を図-6.3.6に示す。比較のため、設計波高による合田式波圧を併記した。フレア護岸に作用する波圧は合田式設計波圧の約5倍になっている。この波圧は、護岸直前で碎波が起こることによる衝撃的な波圧である。

表-6.3.4 波浪条件

検討潮位	Mx.H.W.L +4.50m
設計波高	$H_{max}=3.2m$
周期	5.22s

表-6.3.5 越波流量

実験による現地換算 越波流量(m ³ /m/s)	許容越波流量 (m ³ /m/s)
0.0002	0.01

(5) 衝撃波圧による安定性の検討

フレア護岸は前面形状が特異な円弧になっているため押し波波力による鉛直力が作用すると考え

られる。そこで、フレア護岸が採用されるにあたり十分な安全性を検討しておく必要があるため、衝撃砕波波力が作用した時に堤体が浮上らないことを検討する。その時の波力は、図-6.3.6に示した実験で測定された衝撃的な波力を考慮する。この時、堤体の上部と下部には波圧計がなかったため、図-6.3.6の点線で示したように上下端部で測定された波圧がそのまま作用するとした。

表-6.3.6に、フレア前面形状を考慮した場合の、水平波力・鉛直波力を示す。約90kN/mの鉛直上方への力が作用している。そこで、波力による鉛直力と揚圧力を考慮して、浮上がりの安定を検討した。その時、揚圧力は合田式設計波圧の揚圧力を採用した。ここで、 V_D は堤体に作用する鉛直下向きの力を表し、 V_U は鉛直上向きの力を表す。表-6.3.7に、安定計算の結果を示す。安全率1.2以上を確保しており、安全であると判断した。

6.3.3 構造設計

(1) 設計荷重

フレア護岸の構造は、図-6.3.6で示したように衝撃砕波波力が作用するため、耐衝撃性に優れた鋼・コンクリートの合成構造を採用した。さらに、合成構造はプレファブ化が可能で、フレア護岸の現地施工の容易性も考慮した。

設計手法は、鋼殻部については許容応力度法を、コンクリート部には限界状態設計法を採用した。波力に関しては、防波堤同様疲労時の検討も行った。表-6.3.8に、設計荷重を示す。

設計において、フレア前面の特異な円弧形状の効果を反映するため有限要素法を利用、底板部は通常のケーソンと同様のモーメント表を用いて行った。

鋼殻部の防食は腐食代を考慮した。背後の鋼殻部は、海上土中部とし、腐食速度0.03mm/年、耐用年数30年で0.9mmの腐食代とした。なお、鋼殻とコンクリートの接続構造は、ハイブリッドケーソンと同様にスタッド構造とした。

(2) 耐波設計

フレア護岸には、実験から衝撃砕波波力が作用することがわかっている。下迫らは⁷⁾、配筋計算等に用いる、いわゆる部材波力については、波圧の衝撃性を考慮すれば、実験波圧をそのまま静的荷重として設計することは過大設計となることを指摘している。しかしながら、衝撃的な波力の扱いが明確になっていないことや初めて採用されるフレア護岸の安全性も考慮に入れて、今回の設計では、現

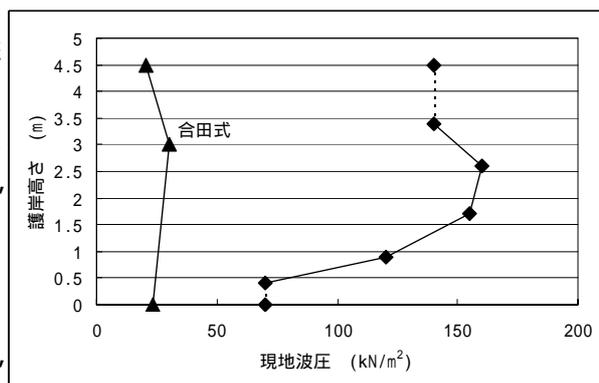


図-6.3.6 実験結果による現地波圧

表-6.3.6 実験波圧による波力成分

水平波力(kN/m)	鉛直波力(kN/m)
587.7	88.3(上向)

表-6.3.7 浮上がりの安定計算

	V_D (kN/m)	V_U (kN/m)
壁体重量	188.378	
浮力	-41.823	
波圧による鉛直力		88.32
揚圧力		31.806
合計	146.555	120.126
浮上り		
安全率 F		許容値
146.555/120.126 =	1.22	> 1.20

表-6.3.8 設計荷重

No.	状態	限界状態	設計潮位
1	常時	使用限界	L.W.L
2	常時	終局限界	L.W.L
3	地震時	終局限界	L.W.L
4	地震時	終局限界	H.W.L
5	引き波時	終局限界	Mx.H.W.L
6	押し波時	使用限界	Mx.H.W.L
7	押し波時	終局限界	Mx.H.W.L
8	押し波時	疲労限界	Mx.H.W.L

地条件に対応した水理模型実験で計測された図-6.3.6の実験波圧を静的荷重として、有限要素解析を行うことによって部材力を求めた⁸⁾。

図-6.3.7に、今回設計で用いた有限要素分割図を示す。

図-6.3.8には、衝撃砕波波力を作用させた時の法線平行方向を軸としたフレア部のモーメントコンタ図を示す。フレア部の下部が大きな正曲げが発生しており、同時にせん断力も大きくなることが分かったため、フレア部の下部は鉄筋ピッチを密にし、ずれ止めのスタッドピッチも細かくすることとした。

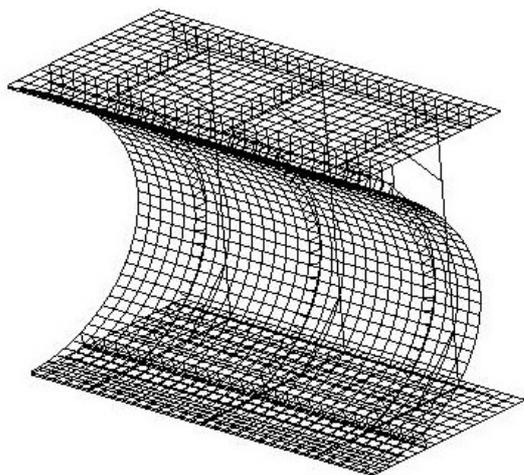


図-6.3.7 有限要素分割図

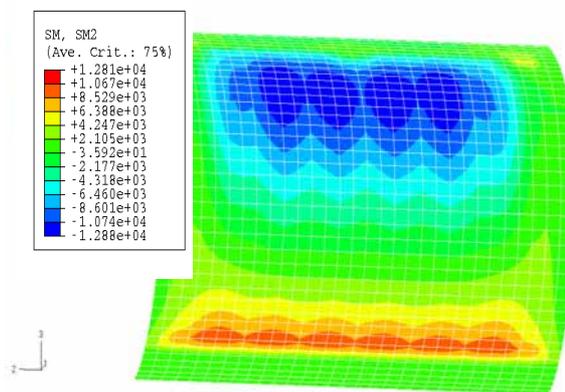


図-6.3.8 法線方向軸まわりモーメントコンタ図
(衝撃波圧作用時)

6.3.4 現地施工

(1) 工事概要

広島県呉市倉橋町大迫港は、過去に2度(1999年、2004年)大きな台風による高潮の被害を受けているところであり、それに対する対策が必要とされている。

フレア護岸を設置する総延長は約400mで、平成16年度から平成19年度にかけて整備された。図-6.3.9に、呉市倉橋町大迫港のフレア護岸計画図を示す。



図-6.3.9 倉橋町大迫港平面図

(2) 鋼殻製作・現地施工

製作・現地施工の手順は、以下のとおりである。

- 鋼殻工場製作
- 現地近くのコンクリート打設ヤードへの輸送
- コンクリート工
- 基礎工
- ヤードから現地へのフレアブロックの輸送・据付
- 裏込め工
- 被覆石工

上部工
完成

図-6.3.10に、延長約100m分の概略延べ工程を示す。

現地は、陸上部の背後が非常に狭いことと現地への道路が狭いため、フレアブロックの据付は海上施工とした。

標準のフレアブロックは長さ6m、重量は作業性等を考慮して約50tとしているため、特別な施工機械は必要とせず160tクレーン付台船で輸送・据付が可能であった。通常のL型ブロックと比較しても、同等の容易さであった。実際、約100m据付作業は短期間で終了した。

写真-6.3.1は工場での鋼殻製作状況を、写真-6.3.2はヤードでのコンクリート打設後のフレアブロック完成状況を、写真-6.3.3は現地でのフレアブロック据付状況を、写真-6.3.4は延長約100m分の据付完了状況を、写真-6.3.5は裏込め砕石投入状況を、写真-6.3.6は400m完成状況を示す。

場所	工種	1ヶ月	2ヶ月	3ヶ月	4ヶ月	5ヶ月	6ヶ月
工場	鋼殻製作	■	■	■			
ヤード	コンクリート打設				■		
現地	基礎工			■			
	輸送・据付					■	
	裏込め工						■
	上部工						■

図-6.3.10 平成16年度概略延べ工程(約100m)



写真-6.3.1 鋼殻製作

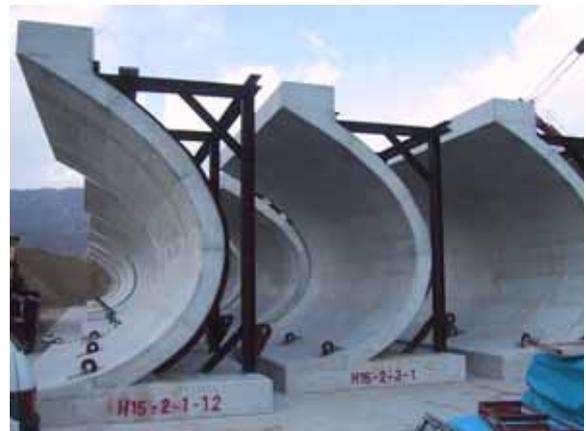


写真-6.3.2 フレアブロック
(コンクリート打設)



写真-6.3.3 フレアブロック据付



写真-6.3.4 フレアブロック据付完了



写真-6.3.5 裏込め砕石投入



写真-6.3.6 完成

6.3.5 結論

今回、フレア護岸の設計・製作・施工を通して、以下のようなことが分かった。

(1) 形状設計について、

2次元水理模型実験によって求めたフレア護岸の越波流量推定線図を用いて決めた倉橋町大迫港フレア護岸の天端高さは、+6.0mとなった。

(2) 水理実験について

天端高さ+6.0mのフレア護岸提案断面のモデルを作成した2次元水理模型実験の結果、越波流量は $0.0002\text{m}^3/\text{m}/\text{s}$ で、許容越波流量 $0.01\text{m}^3/\text{m}/\text{s}$ の約1/50となった。堤体に作用する波圧は、最大で合田式設計波圧の約5倍の衝撃的な波圧となりうるということが分かった。

(3) 構造設計について

衝撃的な波圧が作用することとプレファブ化によって現地施工を容易にするため鋼/コンクリート合成構造を採用した。フレア護岸の前面は特異な円弧形状をしているため、設計には有限要素法を用いた、さらに2次元水理模型実験より求めた衝撃的な波圧を静的荷重として有限要素解析を行った結果、前面下部に大きな応力が発生することが分かり、合成構造を合理的に設計することができた。

参考文献

- 1) 村上啓介，入江功，上久保祐志：非越波型防波護岸の護岸天端高さ与作用波圧について，海岸工学論文集 第43巻，pp.776-780，1996。
- 2) 市川靖生，片岡保人，竹鼻直人，濱崎義弘，入江功，村上啓介：フレア型護岸の道路護岸への適用に関する基礎的検討，海洋開発論文集Vol.16,pp.251-256,2000。
- 3) 片岡保人，市川靖生，榊原健男，竹鼻直人，塙洋二，入江功：フレア型護岸の不規則波による水理特性の検討，海洋開発論文集Vol.17,pp.61-66,2001。
- 4) 運輸省港湾局監修：港湾の施設の技術上の基準・同解説，日本港湾協会，1999。
- 5) 竹鼻直人，濱崎義弘，市川靖生，橋野藤彦，片岡保人，塙洋二：新型防波護岸(フレア護岸)の天端高さ設計手法，神戸製鋼技報Vol.53 No.1, pp.75-79, 2003。
- 6) 市川靖生，片岡保人，竹鼻直人，榊原健男，入江功，村上啓介：フレア護岸の水理特性におよぼすマウンドの影響，海洋開発論文集，Vol.17, pp.725-730, 2002。
- 7) 下迫健一郎，高橋重雄，斉藤祐一，M.Muttray,H.Oumeraci,細川泰廣：高基混成堤の水理特性お

よび耐波安定性に関する大型模型実験，海岸工学論文集，第44巻，pp.826-830，1997．

- 8) 山本泰司，木村克俊，田端恵士，北原繁志，二ノ宮清志，佐藤典之：北海道森港における消波型高基混成堤の設計と施工，海岸工学論文集，第51巻，pp.781-785，2004.

(株神戸製鋼所 竹鼻)

6.4 羽田再拡張D滑走路栈橋の設計について

—ジャケット式栈橋構造による滑走路—

6.4.1 栈橋部ジャケット構造の概要

羽田空港の沖合に新たに建設されている4本目の滑走路（D滑走路）¹⁾は、埋立と栈橋からなる構造形式であり、図-6.4.1に示すように、多摩川河口域に位置する区域を河川の流れを妨げない栈橋構造としている。栈橋部は、幅約520m、長さ約1,100m、面積は約52万m²と広大である。建設地点の水深は沖合側がAP. -19m程度と最も深く、現空港側に向かって緩やかに浅くなり、連絡誘導路部の取付部付近でAP. -14mである。海底の地盤は表層20m程度が軟弱粘性土層となっており、杭基礎の支持層はAP. -80m付近に分布している。

栈橋の構造としては通水性の確保や羽田空港の運用の条件などの観点から、杭本数の削減やプレファブ化による工程短縮、ジャケット式栈橋構造を採用している。図-6.4.2に示すジャケット構造として、これまでに海洋エネルギー施設や港湾施設での適用実績はあるものの、広大な空港基盤施設としては初めての適用となる。

採用した栈橋構造は、図-6.4.3、図-6.4.4に示す鋼桁上部構造及び鋼管トラス下部構造、基礎杭からなるジャケット構造で床版を支持する形式である。鋼桁天端高はAP. +11mから+14mとし、D滑走路路面の縦横断勾配に応じた勾配を設けている。

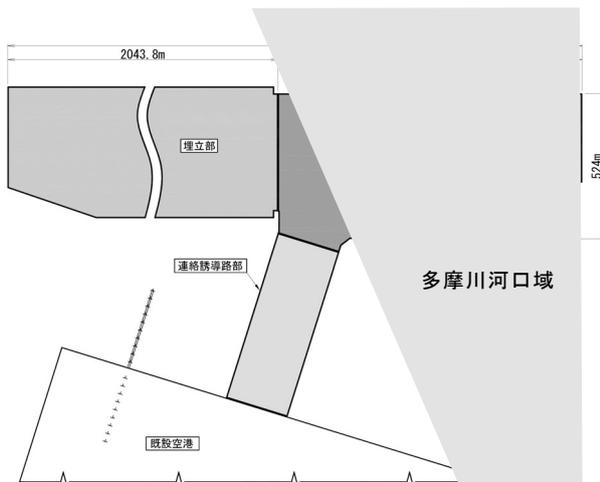


図-6.4.1 D滑走路栈橋部



図-6.4.2 ジャケットの据付状況
(先行打設杭にジャケットを差し込む)

6.4.2 設計上の留意点

D滑走路の設計は、仕様規定ではなく性能（要求水準）を求めた技術提案型の設計である。具体的には国が求める要求水準に対し、照査方法、参照基準により要求水準を確保することを請負者に求めている。なお、国が標準として考えた照査方法、参照基準以外の方法により提案する場合は、その妥当性を証明できれば認めることとしている。

特に、栈橋部の設計にあたり、特に留意すべき点を以下に示す。

(1) 多摩川の通水性を確保する下部構造の配置計画

河口域に設置される栈橋部は、河川管理上支障のない構造とし、「解説・河川管理施設等構造令第8章橋の規定」²⁾に準拠する必要がある。

(2) 航空機の繰返し走行に対する変形抑制, 疲労耐久性の確保

設計に考慮する最大の航空機荷重は A380-800 (最大離陸重量 400t) であり, 一般の道路橋と比べて死荷重に対する活荷重比率が大きいことから, 走行時のたわみを抑制し, 100 年間の疲労耐久性を確保可能な上部桁構造が求められる。

(3) 広大な栈橋構造に作用する温度変化影響の適切な考慮

栈橋部は構造の連続性重視の観点等から, 全域を上下部一体構造として計画する。このため, 大規模な不静定構造物となり, 温度変化により構造物に発生する応力の適切な評価と構造上の対応が必要となる。

(4) 軟弱地盤上に建設される栈橋構造の耐震性確保

D滑走路の設計条件として, 最大基盤加速度 439gal のレベル1地震動(八戸波, 大船渡波)と, 同 487gal のレベル2地震動(八戸波, 大船渡波, シナリオ波)が設定されている。これらの設計地震動に対して, 所要の耐震性能(構造部材強度及び変形性能)を確保することが必要である。

(5) 100 年間の設計供用期間を前提とした維持管理性

栈橋部は厳しい腐食環境となる海上部に建設されるため, 適切な腐食対策および維持管理により維持管理費を抑え, ライフサイクルコストを低減することが重要である。

6.4.3 基本構造

上記設計上の留意点を踏まえ, ジャケット式栈橋の基本構造は以下の通りとした。

(1) 基礎杭の配置

多摩川の河川機能確保に基づく制約から, 河口域内の杭は格子状に配置することとし, 滑走路方向の杭間隔は, 平均径間長の規定から許容される最小間隔である 31.5m とした。また, 滑走路直角方向の杭間隔は, 構造の合理性から 15m とした。杭本数は栈橋部全域で 1,165 本であり, 杭径は所要の支持力を確保するため, φ1600 を中心とした。

杭は直杭とし, 先行打設した杭に工場製作したジャケット構造を差し込むように据え付け, 空隙部分にグラウトを注入し一体化する施工法を前提とした。なお, 一般的なジャケット構造では, 借受台座にジャケット仮置き後にジャケット上から杭を建て込み, 打設するが, 高度制限を受ける本建設地点においては, コスト面を含め杭の先行打設方式が有利である。

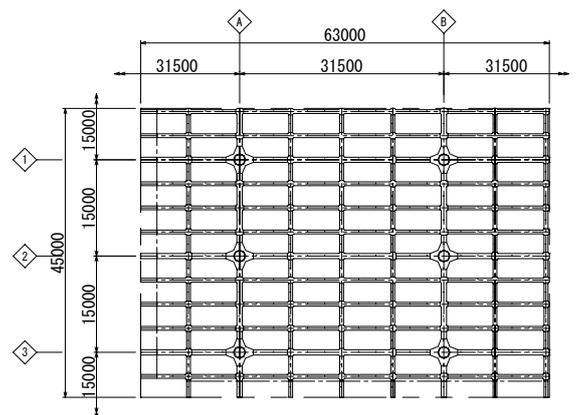


図-6.4.3 ジャケット構造の平面図

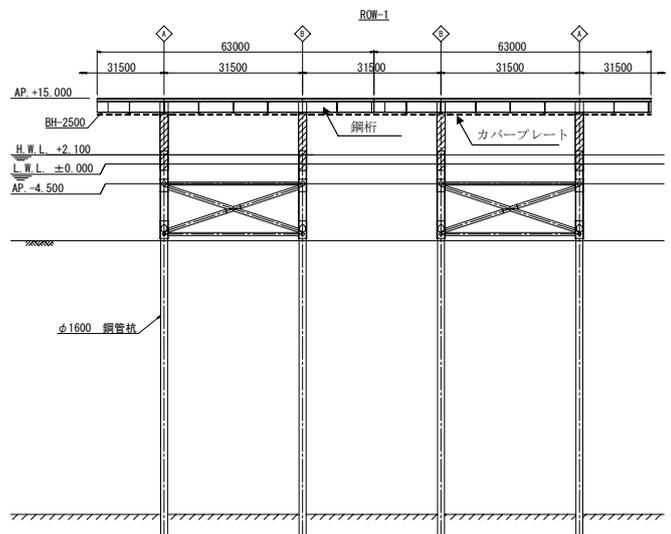


図-6.4.4 ジャケットの標準構造図 (滑走路方向断面)

表-6.4.1 ジャケット構造の主要緒元

	標準仕様	主要数量
ジャケット	45m × 63m × 32mH	198基
鋼桁	BH2500 BH2000 BH700	約16万トン
下部ジャケット	レグ φ1600~φ1960 ブレース φ700~φ1422.4	約9万トン
基礎杭	φ1600 φ1422.5 φ1320.8 } × 85~90m	1,165本 約9万トン

(2) 上部桁構造

上部鋼桁構造は杭（レグ）を結ぶように格子状に配置し、桁間隔は床版の支持スパンから、3,750mm×7,875mmとした。桁高は作用荷重に応じて2,500mmと2,000mmの組合せとし、疲労耐久性の確保および製作性、維持管理性を考慮してI断面とした。鋼桁の腐食対策には、桁下面にカバープレートを設置し、内部空間を強制的に除湿して湿度管理することで腐食環境を改善し、維持管理費の低減を図った。

(3) 下部ジャケット構造

河川の通水性確保のため、ジャケットの補剛材（ブレース）はAP.-4.5m以下に配置し、水面付近はブレース補強のないラーメン構造とした。トラス構造を天端まで配置して剛性を高める一般的なジャケット構造とは異なるが、後述するように、温度応力や地震応答の軽減、厳しい腐食環境である干満・飛沫帯の防食面積の低減にも効果があり、有効な部材配置である。

(4) ジャケットの施工単位

できるだけ大ブロック化して据付回数の低減を図る一方で、利用可能な作業船や輸送台船の制約から、工場で作成されるジャケット1基の標準的な大きさを長さ63m×幅45m×高さ約30m（レグ6本配置）とした。栈橋部のジャケットは全198基であり、ジャケット1基分の最大吊り重量は約1,650トン（付属設備含む）である。据え付けられたジャケットは、鋼桁同士を現地で結合することにより一体化される。

6.4.4 ジャケット構造の設計

(1) 航空機荷重に対する設計

航空機荷重及び温度変化に対する設計は、3次元骨組構造モデルにより各部材に生じる断面力を算出している。ジャケット構造についての部材応力は「ジャケット工法技術マニュアル」³⁾を用いている。

航空機荷重には、航空機の使用実態を考慮し、衝撃係数（滑走路部0.4、誘導路部0.3）を考慮した。部材断面力およびたわみ量の算出には、鋼桁およびジャケット鋼管部材を梁要素に置き換えた立体骨組モデルを使用した。Pca床版部の滑走路方向桁は床版と鋼桁の合成桁として梁部材の剛性を評価し、その他の桁は非合成桁としてモデル化した。

航空機によるたわみ量は、滑走路部・誘導路部で6mm（支持スパン比1/2,500）と小さく航空機の運用を考慮した許容値を満足している。

(2) 上部桁の疲労設計

疲労設計は、図-6.4.5に示すフローにしたがって実施した。上部桁は、原則として「鋼道路橋の疲労設計指針」⁴⁾に基づく疲労照査手法にしたがったが、公称応力による評価が困難な継手であるレグ頭部（図-6.4.6）については、ホットスポット応力をFEM解析により算出し、疲労耐久性を評価した。FEM解析のモデル化およびホットスポット応力の算出方法は、「Designer's Guide」（IIW-International Institute of Welding）の手法に準じた。また、下部ジャケットの鋼管格点部についても、「ジャケット工法技術マニュアル」にしたがって航空機荷重および波浪荷重によるホットスポット応力を算出し、疲労照査を実施した。なお、要求水準書にしたがい、水中部には疲労損傷度安全係数3を考慮した。結果的に、大部分の部材が許容応力度および耐震性能確保の観点で断面が決定され、疲労照査により断面変更が必要となる部位はごく限定的であった。

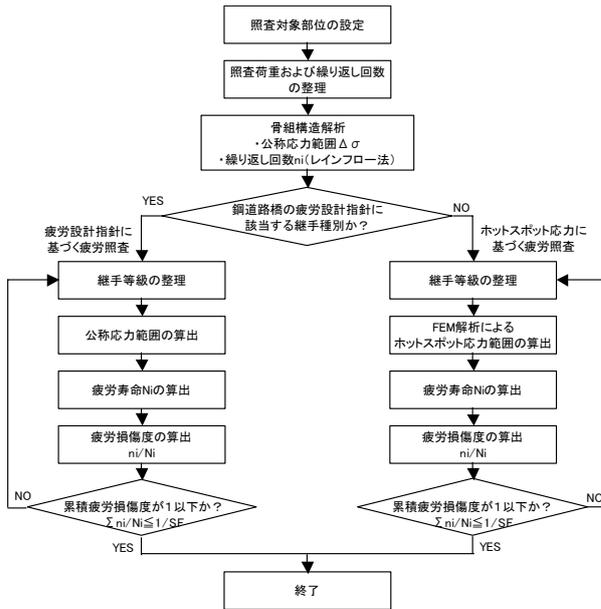


図-6.4.5 上部桁の疲労設計フロー

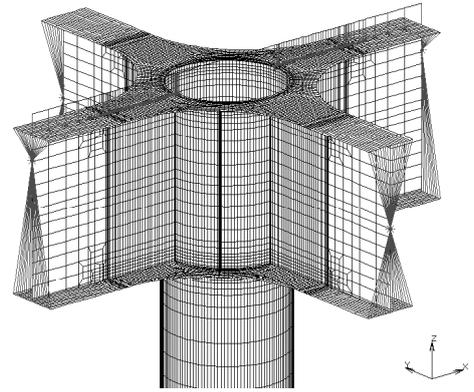


図-6.4.6 レグ頭部のFEM解析モデル

(3) 温度変化の影響に対する設計

栈橋部は大平面構造物であり、温度変化により上部構造が平面方向に伸縮するが、下部ジャケットと剛結されているため変形が拘束され、不静定力が発生する。特に滑走路端安全区域部分は、温度変化による変形方向が栈橋本体ブロックと異なるため、その境界部に大きな温度応力が発生する。したがって、図-6.4.7 に示すように、この境界部には伸縮継手を配置して栈橋部を大きく二分し、各々のブロックが独立して変形できるように設計した。

栈橋本体ブロックの全体の大きさは 840m×520m であり、基準温度（20℃）に対して +20℃、-30℃の温度変化を考慮して設計を行った。-30℃の温度変化による栈橋本体ブロック端部での変形量はおおよそ片側 156mm である。一方、下部ジャケットの拘束が全くない場合の変形量は、鋼部材の線膨張係数 169mm の変形となる。

両者の差は小さく、下部ジャケットの拘束効果は比較的小さいと言える。これは、表層地盤が軟弱であり、ジャケットと杭による栈橋の平面方向の剛性が小さいことによるものと考えられる。これにより、桁に生じる大きな温度応力を回避しているが、一方で上部構造の変形量が比較的大きいため、隣接する構造物との境界に伸縮装置を配置し、変位を吸収できるようにしている。

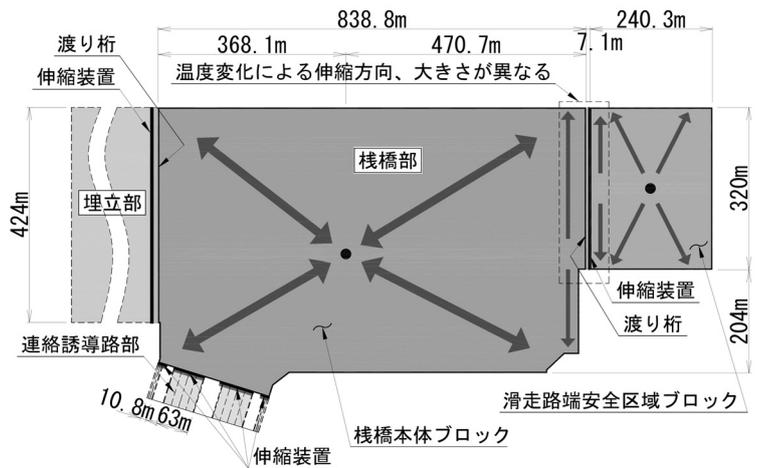


図-6.4.7 伸縮装置の配置

6.4.5 耐震設計

(1) 要求性能

D滑走路に求めた要求性能と

それに対する照査方針を表-6.4.2に示す。

レベル1地震動に対しては、航空機が直接走行する上部構造は弾性範囲内、ジャケット部材は部材耐力以下、杭は、局部座屈を生じさせないことを動的解析で照査し、可能な限り軽微な被害程度となるようにした。栈橋の応答塑性率は要求水準にしたがって、港湾構造物の重要度A級に相当する1.3以下とした。

表-6.4.2 耐震照査方針

設計対象地震波		レベル1地震動	レベル2地震動	備考
耐震性能		構造物としては軽微な被害程度とし、強度、安定性を確保	構造物としては著しい被害を受けるが、崩壊しない	
部材強度・ひずみ	上部桁	降伏強度以下	終局耐力以下	動的解析により照査
	ジャケット部材	部材耐力以下	局部座屈を生じない	
	杭	局部座屈を生じない	局部座屈を生じない	
基礎の安定性	杭支持力	許容支持力以下	極限支持力以下	
栈橋変形性能	許容塑性率	1.3以下	2.5以下	プッシュ・オーバー解析により照査

レベル2地震動に対しては、上部構造は終局耐力以下、ジャケット部材及び杭は局部座屈を生じさせないこと、栈橋が崩壊しないことを確認する。また応答塑性率は要求水準に従って2.5以下となることを照査した。

(2) 設計フローおよび解析手法

耐震設計は図-6.4.8に示すフローにしたがって実施した。構造解析モデルには構造部材および地盤バネの非線形性を考慮した。使用した解析プログラムは「CAP」である。

動的解析では、別途実施した地盤応答解析（FLIP解析）により得られた地盤の応答変位波形を地盤バネを介して入力し、構造部材の強度等について照査を行った。

ジャケット構造の保有水平耐力は弾塑性骨組解析（プッシュ・オーバー解析）を使用し、解析モデル天端に水平荷重を漸増載荷させて荷重-変位曲線（P-δ曲線）を求めた。栈橋の降伏変位 δ_y は、荷重-変位曲線上で過半数の杭が全塑性モーメントに達した時点の栈橋天端変位として定義した。応答変位 δ は、動的解析で得られた栈橋天端での最大応答加速度を震度換算した照査用震度とP-δ曲線から算出し、 δ と δ_y との比から応答塑性率を求め、栈橋の変形性能を照査した。

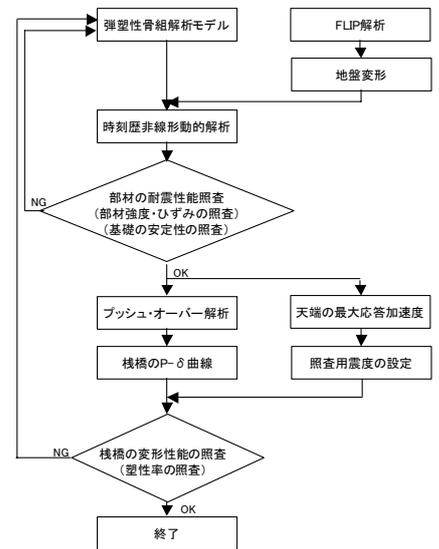


図-6.4.8 耐震設計フロー

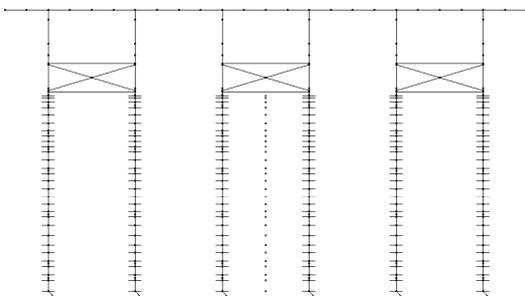


図-6.4.9 解析モデル図

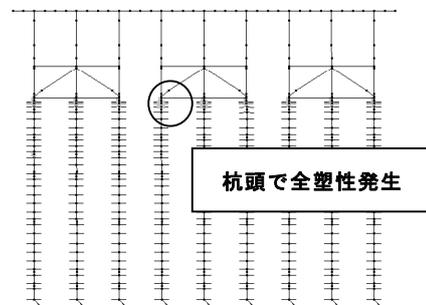


図-6.4.10 レベル1地震動（八戸波）損傷箇所

(3) 耐震照査結果

代表的な箇所として、滑走路部での結果を表-6.4.3に示す。栈橋の固有周期は1.8秒であり、ジャケットの部材配置や軟弱地盤の影響により、比較的長周期である。レベル1地震

表-6.4.3 耐震照査結果（滑走路部）

		八戸波439gal		シナリオ波	
		滑走路平行方向	滑走路直角方向	滑走路平行方向	滑走路直角方向
固有周期		1.84秒	1.81秒	1.84秒	1.81秒
動的解析	最大天端変位	60.2cm	59.6cm	49.9cm	69.9cm
	最大応答加速度	245gal	245gal	256gal	267gal
プッシュ・オーバー解析	応答塑性率	1.18<1.3	1.20<1.3	1.29<2.5	1.31<2.5

動は八戸波がクリティカルであり、一部の杭に海底面付近において塑性化が発生する。下部ジャケット部材の多くがこの地震動による部材強度の照査で決定されている。レベル2地震動はシナリオ地震が最も厳しいが、部材の局部座屈および応答塑性率には余裕があり、この地震動で決定される部材は、埋立/栈橋接続部前面の杭など、ごく一部である。

6.4.6 栈橋部の全体解析

(1) 検討方針

栈橋部はそれぞれ剛性・質量の異なるジャケットを連結して広大な一体栈橋構造としている。そのため、全体挙動への影響や地震時の位相差が変位量や断面力に与える影響を把握することとした。入力地震動としてのシナリオ地震波については、”位相差の考慮なし/あり”に対する全体解析を実施し、変位・ベースシアおよび応答塑性率の観点から評価した。

(2) 全体解析モデル作成

水深3種類（-17.5m, -16.5m, -15m）、構造種別4種類（誘導路, 高速脱出誘導路, 着陸帯A, 着陸帯B）に大別のうえ、荷重エリアの違いも勘案して15個のジャケットタイプを考慮した。地盤条件は、1層目の層厚を水深に応じて変化させた3種類を考慮した。構造解析上は、ジャケットの各部材をそれぞれ部材要素としてモデル化するのではなく、それぞれの部材が持っている剛性を部材格点だけの剛性マトリックスで代表させるにより解析規模の縮小を図りながら（縮退）、死荷重相当質量、付加質量、管内水・管内土質量を有する動的解析モデルを作成した。杭バネについては、大規模モデルに対応するために、水平地盤変位や鉛直力による杭軸力に応じて設定した等価線形バネモデルとした。各タイプ毎のジャケットを組み込むことにより、Aブロック（168基）・Bブロック（28基）の全体解析モデル

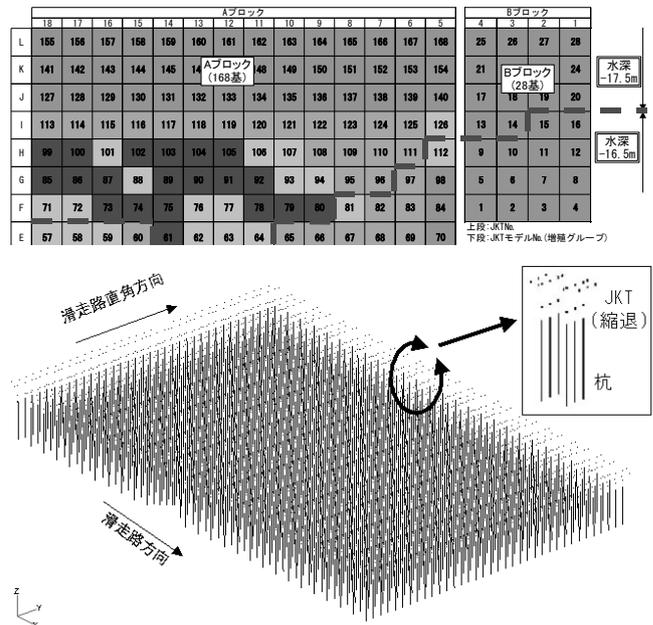


図-6.4.11 全体解析モデル（Aブロック）

ルを作成した. なお、埋め立ての影響は無視した.

(3) 全体解析 (位相差なし)

地盤の動的応答 (変位応答) を、滑走路方向および滑走路直角方向の 2 方向同時に、杭地盤バネを介して入力し、NSC-NASTRAN を用いて全体モデルの時刻歴応答解析を実施した. その結果、全体モデルの変位: 島全体がほぼ一様に変位し、コーナー部に大きな変位が発生することはなかった. また、異なる剛性のジャケットが集まって島を構成しても、場所による変位の相違、全体平面のねじれ影響、隣接部の剛性の相違による影響は小さいと判断された.

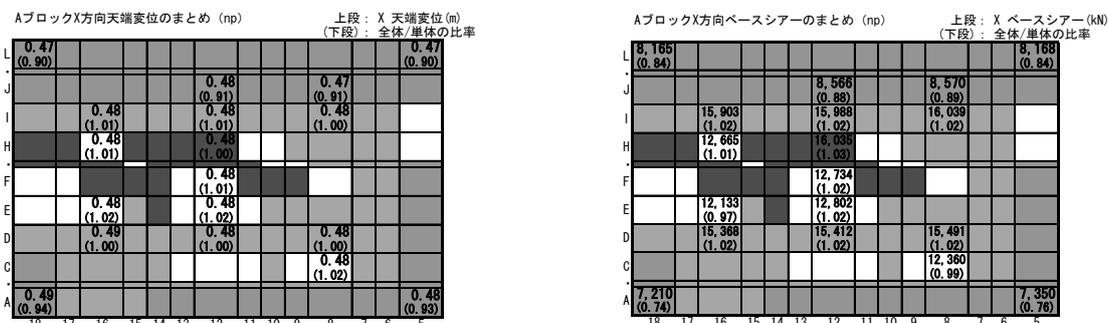


図-6.4.12 全体解析/単体解析の比較例 (最大および最大ベースシア)

(4) 位相差による影響の把握全体解析 (位相差なし)

a) 位相差地震の作成

滑走路平行方向 (0°)・直角方向 (90°)・斜め 45° 方向の地震波進行方向想定し、地震波成分の位相ずれに対してラブ波の位相速度・周期関係を適用することにより、各ジャケット位置における地震波を作成した. 図-6.4.13 には一例を示すが、地震波が波形を変えながら時間遅れを伴って伝播していることがわかる.

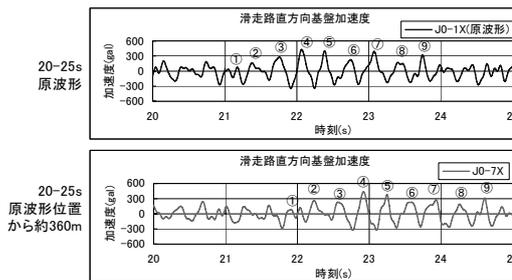


図-6.4.13 位相差あり地震波の例 (進行方向 0°)

b) 地盤応答・全体解析

上記で得られた各ジャケット位置での地震波に対して FLIP 解析を実施し、深さに応じた地盤変位時刻歴を算出した. この地盤変位を杭地盤バネを介して入力し、全体解析を実施した. その結果、中段ブレースレベル以深のジャケット変形形状はレグトップのものとほぼ相似であった. 個々のジャケット内部に大きなせん断変形が発生していないので、位相差の影響は小さいと判断された.

c) 変形性能に対する評価

ジャケットのベースシアをもとに、ジャケットの照査用震度が位相差と全体モデルの影響でどの程度増大するか検討した. プッシュオーバー解析による荷重-変位曲線に基づいて応答塑性率を検討したところ要求水準に求めた許容値以内となり、十分な変形性能を有していると判断された.

6.4.7 おわりに

本文では、D滑走路島栈橋部の耐震設計の概要と、栈橋部全体解析及び施工中の実挙動観測について述べた. 本構造はこれまでに例のない大規模な栈橋構造であり、設計での詳細な検討だけ

ではなく、常時微動計測など施工中の実構造物の挙動観測から得られるデータを適切に評価し、
確実な基盤施設の建設に取り組む所存である。

(国土交通省 関東地方整備局 東京空港整備事務所
松永 康男、 野口 孝俊)

参考文献

- 1) 東京空港整備事務所ホームページ (<http://www.pa.ktr.mlit.go.jp/haneda>)
- 2) (財) 国土開発技術研究センター; 解説・河川管理施設等構造令 2000.
- 3) ジャケット工法技術マニュアル; ((財) 沿岸開発技術研究センター) 2000.
- 4) 鋼道路橋の疲労設計指針; ((社) 日本道路協会) 2002.

6.5 東京港臨海道路プロジェクト —鋼管矢板基礎の設計と施工—

6.5.1 概要

東京湾沿岸域には我が国の主要な生産機能や業務機能等が稠密に集積しており、沿岸域の道路は物流や都市機能から発生する膨大な車両交通により慢性的な渋滞が生じている。物流動線における機能低下は港湾～生産・消費圏のリードタイムの増加を招き、我が国の国際貿易における物流コストを押し上げる大きな原因の一つとなっており、東京港ではこうした沿岸域における国際貿易貨物を中心とする都市間物流の円滑化を図るため、**図-6.5.1** に示す東京都大田区城南島と江東区若洲を結ぶ全長約 8.0km の「東京港臨海道路」の整備事業に着手し、城南島から中央防波堤外側埋立地までのⅠ期事業(約 3.4km)と、中央防波堤外側埋立地から若洲までのⅡ期事業(約 4.6km)に分かれている。Ⅰ期事業は東京港第一航路(西航路)を海底トンネルで横断し平成 14 年 4 月に完成し供用を開始している。

『東京港臨海大橋(仮称)＝以下“臨海大橋”とする』はⅡ期事業のうち東京港第三航路(東航路)を横断する橋梁(3 径間連続鋼トラスボックス複合橋)と両側の陸上・海上アプローチ橋梁(多径間連続鋼床版箱桁橋)を含めた延長約 2.9km の橋梁をいい、Ⅱ期事業の中核をなす我が国有数の大規模橋梁である。

東京港臨海大橋を建設する東京港第三航路の海底地盤は、有楽町層と呼ばれる沖積粘性土層(N 値≒0)が 30m 以上の厚さで堆積しており、その下に 7 号地層と呼ばれる砂質土と粘性土が互層状態の洪積層が続く層序となっている。橋脚基礎は 7 号地層の最深部にある砂層或いは砂礫層支持地盤とし、海底面下 65m 以上に及ぶ大深度基礎となっている。

基礎は想定する地震動(max534.7gal, min-434.2gal)に対して高い安定性と地震時変形耐力を有する合理的且つ経済的な断面とするため、国内では施工事例の少ない大口径鋼管矢板井筒基礎(鋼管矢板φ=1,500mm, 縞鋼板+高強度モルタル充填併用継手)を採用し、高い構造安定性と建設コストの縮減を同時に達成している。

本稿では東京港臨海大橋の橋脚基礎工に採用した大口径鋼管矢板井筒基礎の設計において考慮した特徴を概説するとともに、鋼管井筒矢板の施工について報告する。



図-6.5.1 東京港大橋位置

6.5.2 基礎構造

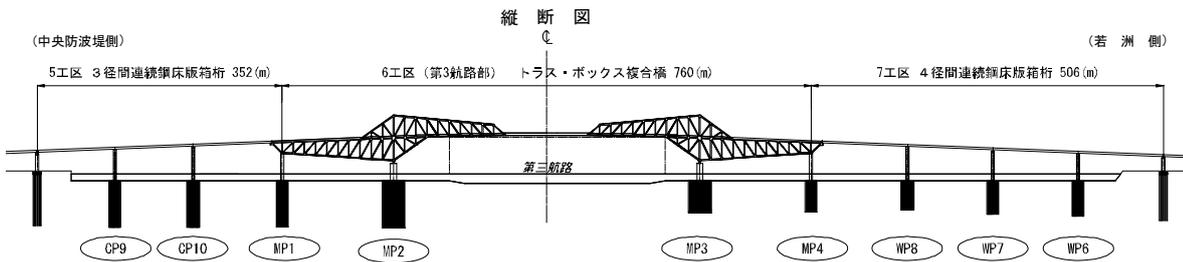


図-6.5.2 橋梁全体図

臨海大橋の海上部の橋脚は全部で 9 基設置される。そのうちから代表的な基礎構造を**図-6.5.3** に示す。

臨海大橋の橋脚基礎の支持層は、**図-6.5.4** に示すように中央防波堤側(以下「中防側」と略記)の CP9～MP2 は概ね A.P.-75.5m の砂礫層を、若洲側の PM3～WP6 はこれよりやや浅い A.P.-54.5～-50.5m 付近の砂層を支持層としている。

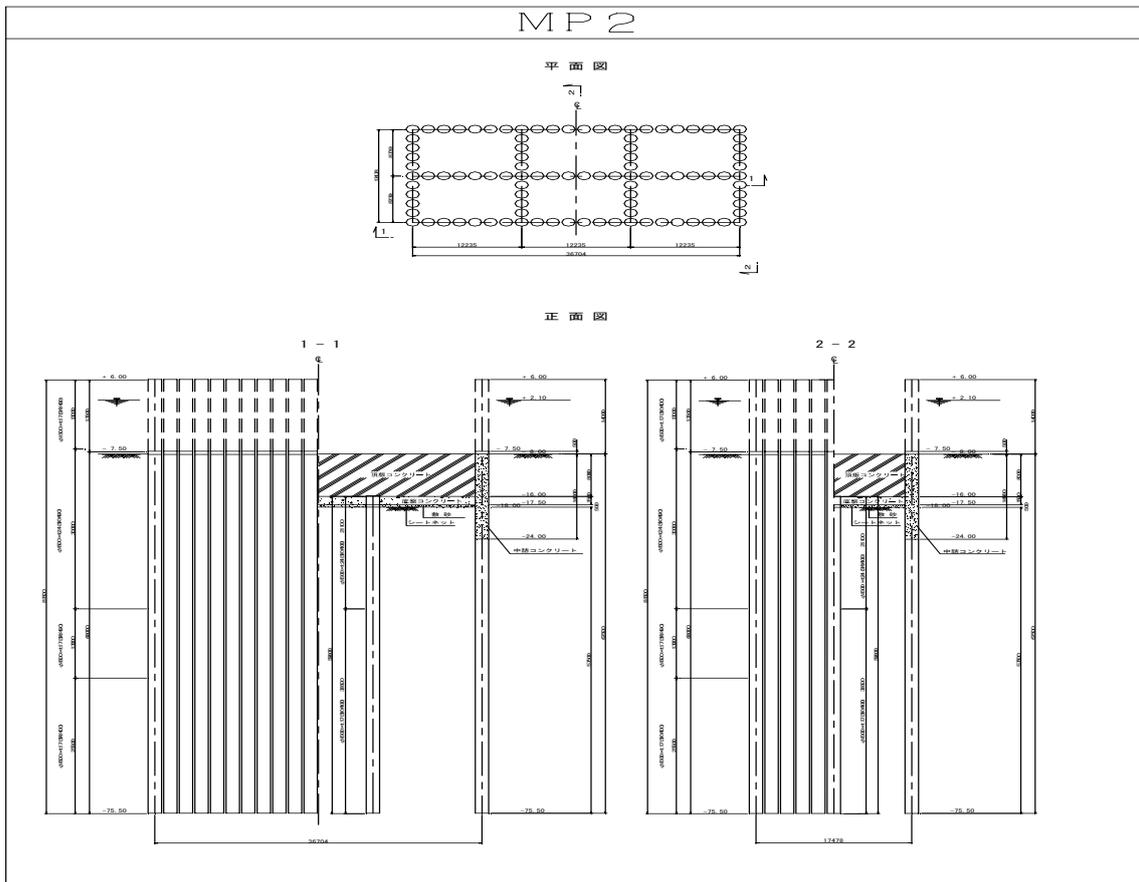


図-6.5.3 主橋梁部橋脚基礎 (MP2)

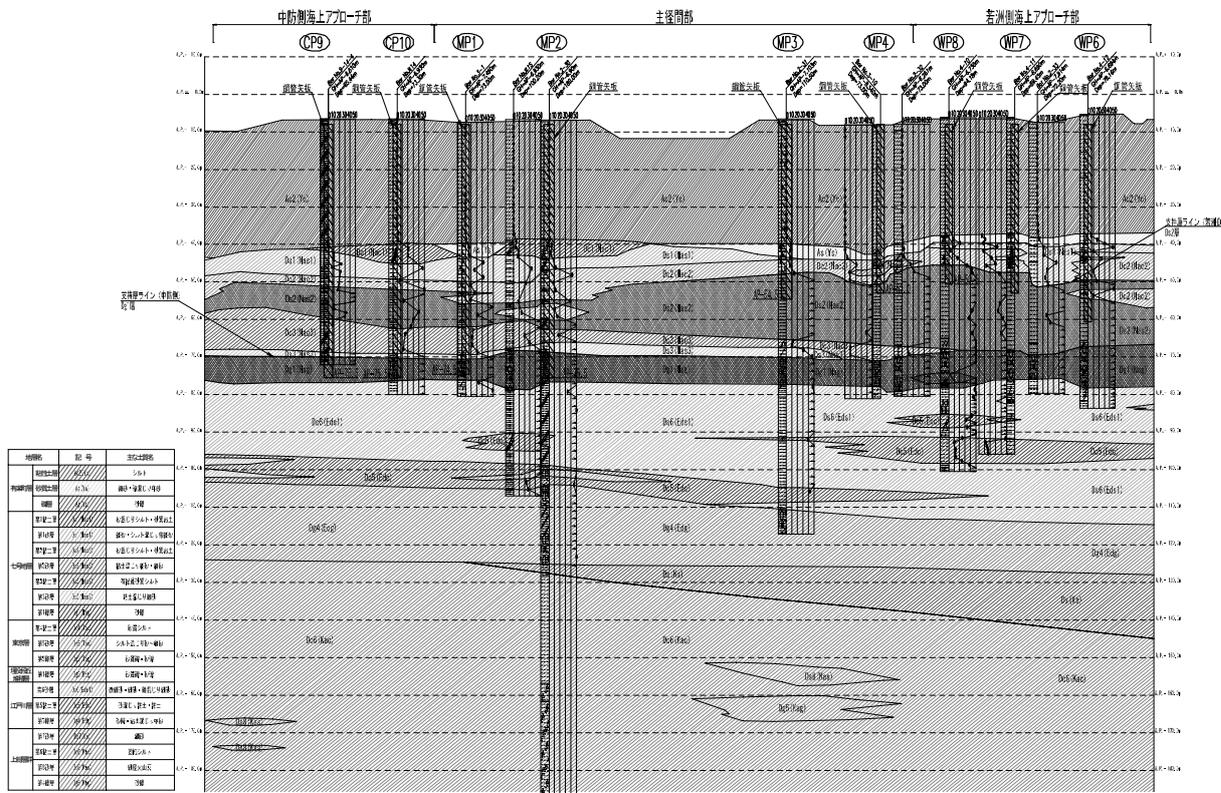


図-6.5.4 土質柱状図

6.5.3 荷重試験

港湾施設においてφ1,000mmを超える大口径鋼管矢板(杭)の採用実績は少なく、支持力機構について

ては十分に明らかにされているとは言い難い。本橋では $\phi = 1,500\text{mm}$ の鋼管矢板を採用するにあたって大口径鋼管矢板の支持力機構を明らかにし、合理的な基礎の設計と施工管理に供するため本工事に先立ち、平成 15 年度に現地載荷試験を行った。

載荷試験は「衝撃載荷試験(DLT)」「静的載荷試験(SLT)(水平, 押し込み)」及び「急速載荷試験(STN)」を行ない、①衝撃載荷試験からは波形マッチング解析による先端抵抗を、②静的載荷試験からは集面摩擦力を、③衝撃載荷試験と静的載荷試験からは先端抵抗のセットアップ率(施工時先端静的抵抗と地盤回復後の先端抵抗との比)を、④急速載荷試験からは周面摩擦力と N 値との関係をそれぞれ導き出している。

6.5.4 縞鋼板+高強度モルタル充填併用継手

通常、鋼管矢板井筒の変形耐力は鋼管矢板本体の曲げ剛性と継手のせん断抵抗力によって得られるが、一般的な継手の場合、継手に作用するせん断抵抗力には限界があることが判っている。そこで鋼管井筒矢板の剛性を高めるため、継手のズレ抵抗力(せん断抵抗力)を上げる方法として、継手遊間部に充填するモルタル強度とモルタルと継手の付着力に着目した。

本橋では継手に充填するモルタル強度を通常の2倍(40Mpa)とし、これに付着力を高める目的で縞鋼板製の継手を併用することで十分に大きなせん断抵抗力を得ることができることを確認した。模型実験の結果、最大で約 1,640KN/m のせん断抵抗力を得ており、この値は通常の素管継手の設計基準(鋼管矢板基礎設計施工便覧((社)日本道路協会)におけるせん断耐力の上限値(200KN/m)の約 6 倍となっている。(図-6.5.5)

施工中の鋼管井筒矢板



縞鋼板継手



写真-6.5.1 鋼管井筒と継手

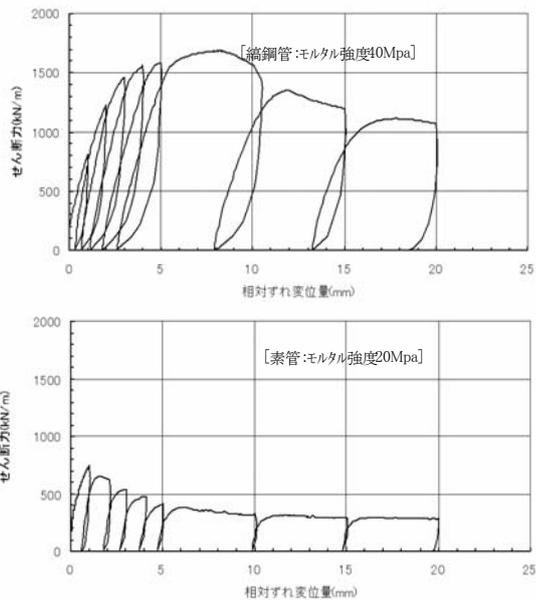


図-6.5.5 せん断力と相対ずれ変位の関係

6.5.5 管理

鋼管矢板の支持力の管理手法として、

- ① 鋼管井筒矢板本施工において衝撃載荷試験を行い、載荷試験結果を利用して地盤回復後の極限支持力を算定し、これが設計上の発生軸力に安全率を考慮した値を上回ることを確認する。
- ② 衝撃載荷試験を行わない鋼管矢板については、衝撃載荷試験で決定された根入れ長まで打設する管理とする。また衝撃載荷試験の結果から後述する支持力推定式を設定し、その推定式より求められる支持力を参考値として管理する。

の2方法を併用することとした。

(1) 衝撃載荷試験による支持力管理

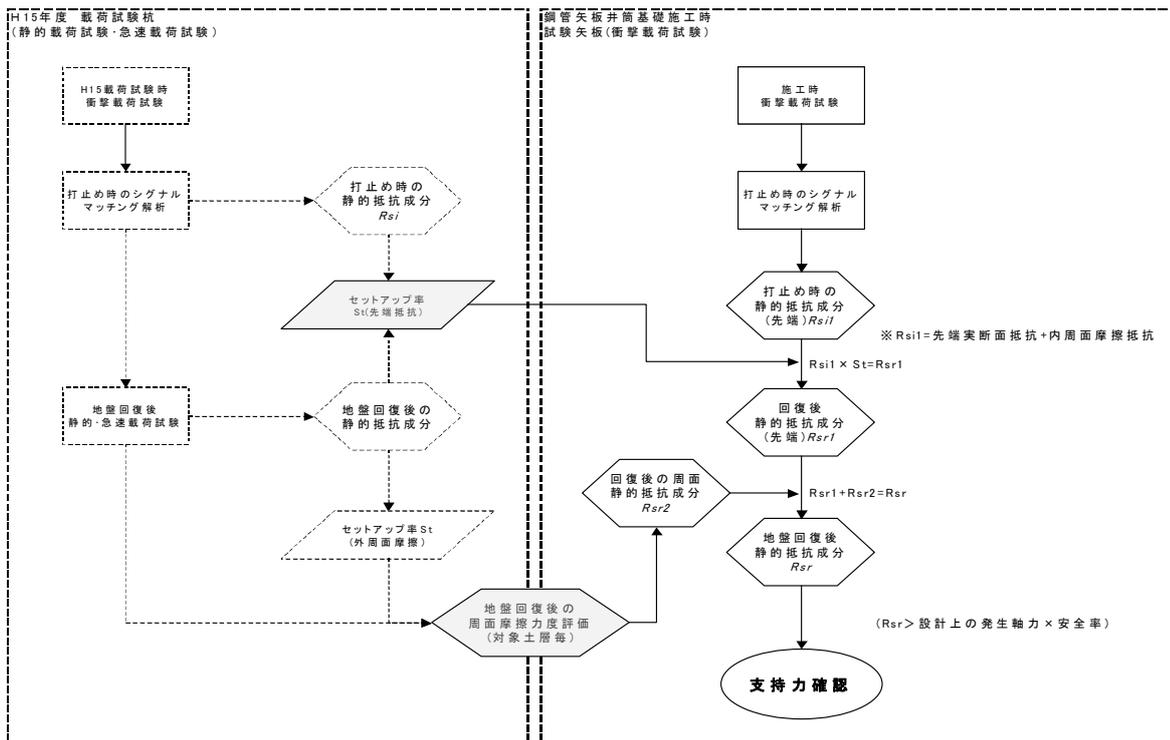


図-6.5.6 支持力の確認フロー

衝撃載荷試験による支持力確認のフローを図-6.5.6 以下に示す。

- ① 試験対象とする矢板(上杭)打設時に衝撃載荷試験を行ない、打ち止め時の波形マッチング解析を行なうことで当該基礎の支持層における施工時の先端(2D)静的抵抗成分 R_{sr1} (先端実断面抵抗+内周面摩擦抵抗)を確認する。また、衝撃載荷試験は先行矢板を対象に所定箇所数分(1~3 本/基礎)先行して行い、隣接矢板の継手以深、いわゆる継手が嵌合していない部位に対して実施することとする。

なお、波形マッチング解析は即時に結果を得ることができないため、打ち止めの目安としてH15年度に実施された載荷試験結果を用いて、支持地盤種類ごとに貫入量(砂礫層は8mm以下、砂層では6mm以下)を設定した。

- ② H15年度載荷試験から先端(2D)静的抵抗成分 R_{sr1} に対する支持層土質毎のセットアップ率 St を設定する。更に土質毎の周面摩擦力度に基づき、回復後の外周面摩擦抵抗 R_{sr2} (矢板全長)を求めておく。
- ③ 試験矢板における地盤回復後の極限支持力 R_{sr} を算出する。

④試験矢板の地盤回復後の極限支持力が設計上の発生軸力に補正係数を考慮した安全率(常時 3/1.2, 地震時・暴風時 2/1.2)を乗じた値を上回っていることを確認する。



写真-6.5.2 (左) 油圧ハンマによる打設状況 (右) パイプロハンマによる打設状況

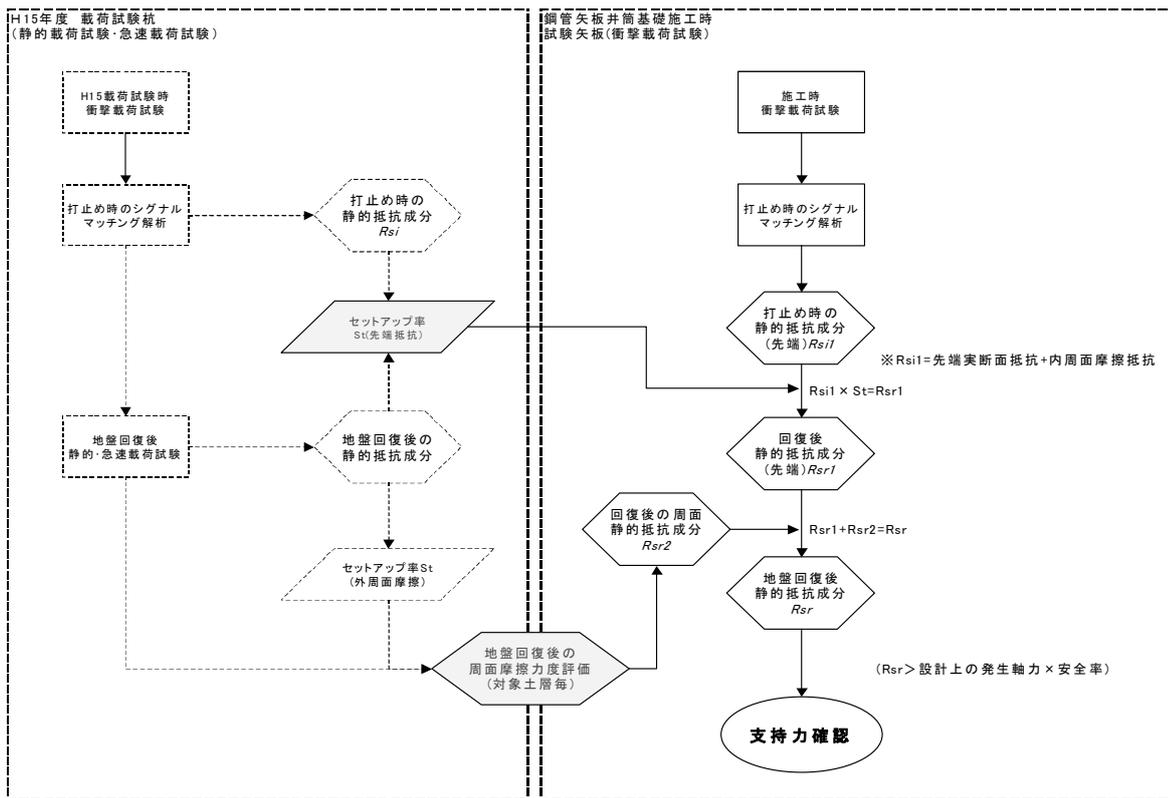


図-6.5.7 支持力確認のフロー

(2) 衝撃載荷試験を実施しない場合の支持力管理

衝撃載荷試験による支持力確認のフローを図-6.5.7に示す。

衝撃載荷試験より所要の支持力が確認された場合、載荷試験を行わない鋼管矢板については、載荷試験を実施した鋼管矢板と同等の根入れ長を確保することによって所要の支持力を確保できるものとして評価することができる。従って、載荷試験を行わない鋼管矢板は所定の深度まで打込み、打止め時の

1 打撃当りの貫入量が試験矢板と同等であることを確認して支持力管理に置き換えた。

なお、打設時の貫入量とリバウンド量を用いて支持力を推定することも可能であることから、参考値として Hiley の式を用いて貫入量とリバウンド量から支持力を推定することとした。

(3) 計測管理

井筒基礎の鋼管矢板の一部は仮締切りとして頂版コンクリート等の打設に利用するが、仮締切り時に作用する応力は完成後も残留する。したがって、この残留応力の管理が完成時の安全性に非常に重要な要素となってくる。

計測は仮締切り時の発生応力及び完成後の残留応力がそれぞれ許容応力に対して最も厳しい箇所を実施し、鋼管矢板に作用する応力、変形、水圧、土圧、水位を計測項目とした。計測点数は1基礎あたり80点にも及んでいる。

6.5.6 終わりに

本橋で行った大口径鋼管矢板の載荷試験と現場での施工管理については、紙面の都合上その一部を紹介したに留まる。大口径鋼管矢板と縞鋼板＋高強度モルタル充填併用継手の採用による断面のコンパクト化と載荷試験を含めた施工管理手順の設定など、本橋では新たな設計・施工技術を開発・導入することにより建設コストの大幅削減と品質の向上を同時に達成している。

今後の港湾施設の建設環境は大深度、軟弱地盤、様々の規制や制約など、ますます厳しくなると思われる。従来の施工技術だけでは解決できない課題も数多く生じてくるものと思われる。港湾施設で多用される鋼管杭や鋼管矢板の設計と施工管理について、本橋梁の施工実績が、より信頼性の高いコストパフォーマンスに優れた港湾構造物の建設に寄与することになれば幸甚である。

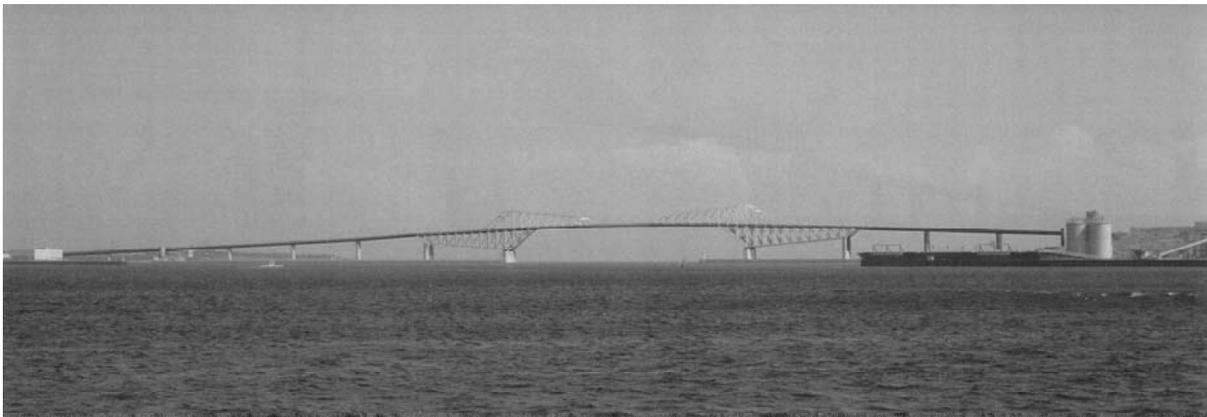


図-6.5.8 完成予想フォトモンタージュ (東京港辰巳埠頭方面から望む)

(国土交通省関東地方整備局東京港湾事務所 副所長 片山 廣明)

6.6 送電鉄塔の新耐風設計法について

6.6.1 経緯

送電用鉄塔の設計にあたっては、台風等の風荷重で設計荷重が決められることが多く、事故時の社会的影響度の点から、合理性を兼ね備えた高い信頼性が求められる。一方で、近年の構造設計における「性能設計の考え方」への転換、既存鉄塔の安全性診断・補強等への対応等、荷重効果の実況に関する評価法も必要な状況となっている。

電力各社および電力中央研究所は、台風 9119 号による設備被害の発生を契機として、1992 年から全国大の「局地風対策推進委員会」(1992 年～1999 年)¹⁾、1999 年から「耐風設計合理化委員会」(1999 年～2002 年)²⁾を設置し、その成果として、「送電用鉄塔の風荷重指針(案)・同解説」を策定した。引き続き、本手法の実務への適用に配慮するため、「耐風設計実用化検討会」(2002 年～2005 年)を組織し、簡便法の構築や設計支援ツールの整備等実務的観点からの検討を行なった。

これら一連の研究成果をとりまとめ、最終的に合理化指針案の改訂版として「送電用鉄塔の風荷重指針・同解説(2005)」³⁾(以下、本指針)を刊行した。本指針は、1992 年の検討開始以来、数多くの実測および実験、気流解析および風応答解析コードの開発・改良、等価静的風荷重算定法の開発・検証等、電力業界の力を結集して進められた研究成果を集成したものである。

以下では、本指針の特徴と実務への活用を念等に置いた各種設計支援ツールについて述べる。

6.6.2 「送電用鉄塔の風荷重指針・同解説(2005)」の基本方針と特徴^{3),4)}

(1) 基本方針

本指針は、多岐にわたる研究成果の集大成であり、送電設備の合理的な風荷重評価の指針となるべく、下記の基本方針に基づいて作成された。

- ①最新の統計データ、数値シミュレーションに基づき評価した風向別基本風速を採用する。
- ②地形の影響を積極的に評価できる設計風速の算定法を構築する。
- ③自然風の構造や、構造物の規模効果と共振効果を考慮した等価静的風荷重設計法(ガスト影響係数を用いた評価法)を主たる風荷重算定法として採用する。
- ④局地風研究、耐風設計合理化研究を通じて取得した風および風応答観測結果、風洞実験結果を活用する。
- ⑤今日の計算技術の急速な発達に鑑み、数値シミュレーション技術を活用できる指針とする。
- ⑥特別な調査研究に基づいて風荷重を算定する場合は、本指針によらなくてもよいこととする。

(2) 本指針の特徴

本指針における設計用風荷重算定フローを、**図-6.6.1**に示す。また、前章で触れた JEC-127-1979 に代表される従来設計手法に対する、本指針の特徴は、以下のとおりである。

- ①風速に風向特性を反映させるために「風向別基本風速」を導入した。適用にあたっては、大規模地形効果を考慮した風向別基本風速マップを用いる(**図-6.6.2**)。既存の土地利用データの利用による客観的粗度区分評価法を提案し、風上側の粗度の分布状況に応じて、きめ細かな粗度区分の設定を可能とした。
- ②小地形による割り増しに関しては、二段の複合斜面の増速率図を新たに用意することにより増速率評価法の精度向上を図った(**図-6.6.3**)
- ③風荷重は確率・統計手法に基づく等価静的荷重として評価した。
- ④設計風速の算定に必要な小地形の影響評価について、簡易増速率算定法と気流解析コード等を整備した。
- ⑤設計用風荷重算定法では、鉄塔および架渉線の風荷重の組み合わせにおいて、その変動成分の

非同時性を考慮するために、非同時性低減係数を提案し、理論的検討により算定式を定めた。
 ⑥詳細に検討を行なうことができる「詳細法」のほか、基本敵な考え方を踏襲したうえで、実務への適用性を向上させた「簡便法」を定めた。

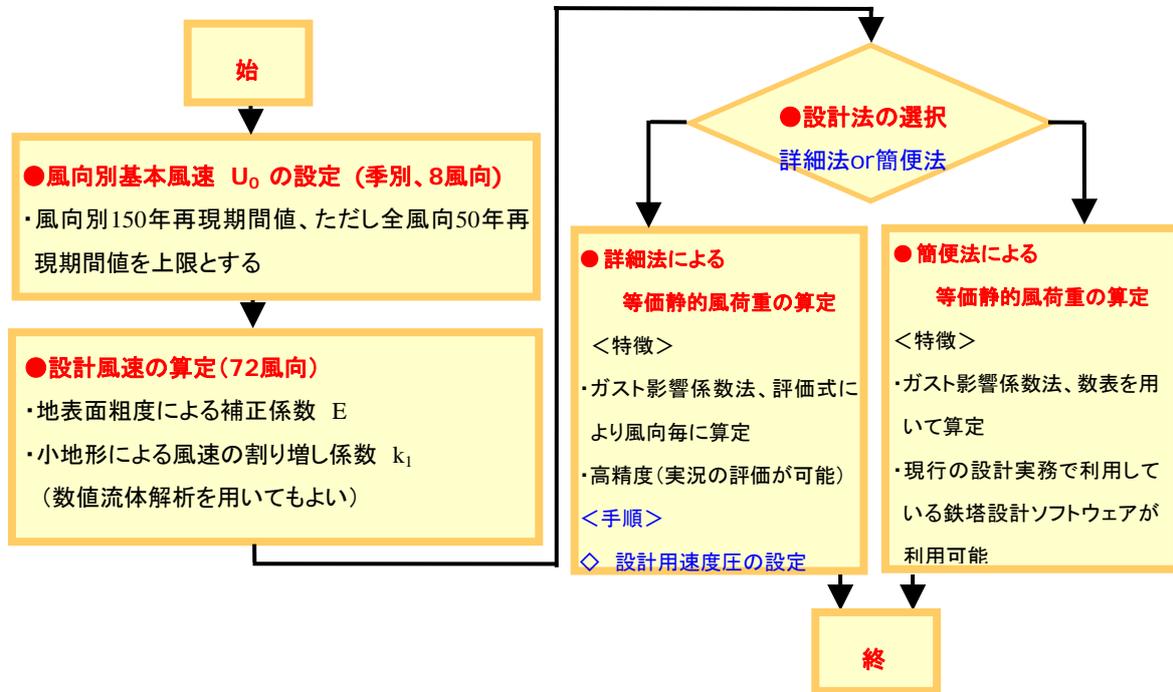


図-6.6.1 風荷重算定フロー

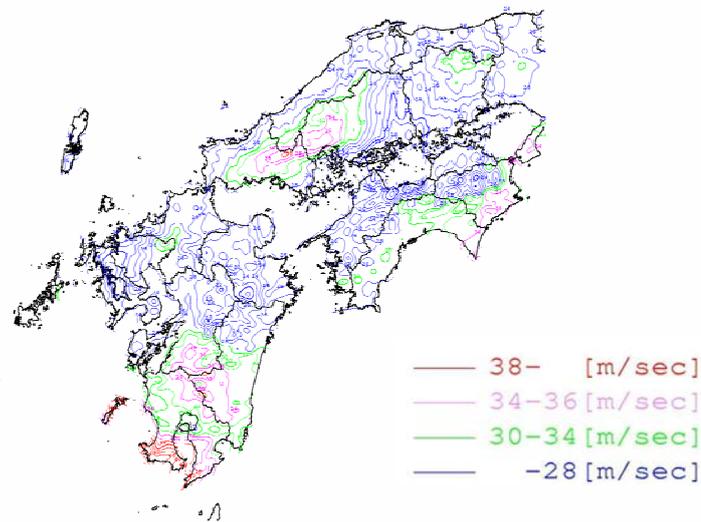
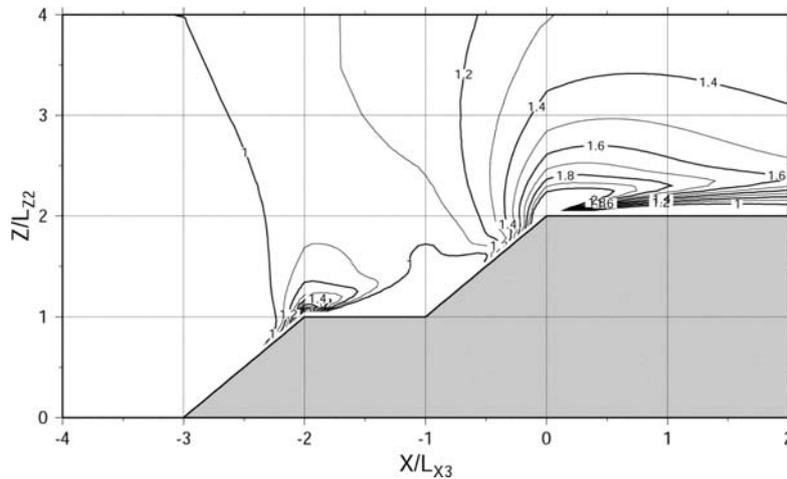


図-6.6.2 風向別基本風速マップ (南風、高温季) の例



単斜面の増速率図に加え、二段の複合斜面における増速率図を作成し、小地形による割り増し係数評価の精度向上を図った。

図-6.6.3 二段崖状地形における増速率図の例

6.6.3 耐風設計支援ツールの整備

本指針の風荷重評価手順は、従来の荷重評価に比べ煩雑となることから、設計実務への適用に供するために、耐風設計支援ツールが用意されている。本ツールは、以下の4つのツールから構成されており、それぞれ以下の機能を有している。

(1) 風向別基本風速マップ読み取りツール

全国の風向別基本風速のデータベース化を図り、そのデータベースから、任意の地点の緯度、経度により基本風速値を求めることができる。入力に必要なデータは、建設地点の緯度、経度、および基本風速を評価するための風上側前方距離である。出力値は、東西南北等の8風向別、高温季・低温季別の基本風速である。

(2) 風向別粗度評価支援ツール

建設地点からの各風向に対する平均的な粗度を国土地理院発行の土地利用データの活用により客観的に算定できる。入力データは、建設地点の緯度、経度であり、風側距離に応じた8風向別の平均粗度が出力される。

(3) 簡易増速率算定ツール

数 km スケールの小地形による増速率を簡便に算定できる。2次元崖状地形モデルに対する気流解析で作成した増速率データベースより、該当地形に対する鉄塔の基準高さでの増速率を求める。入力は、緯度、経度、鉄塔高さであり、風向1°ピッチ毎に出力される。

(4) 等価静的風荷重算定コード

標準的な鉄塔に対して、風荷重の算定、および塔体の応力解析ができる。入力は、風向別基本風速、粗度区分、電線サイズ、鉄塔径間長、鉄塔構造等である。出力は、節点荷重、主柱材発生軸力、腹材発生軸力である。

上記コードは、風速読み取りから軸力算定に至るまで、一元的に実施可能なように統合化されており、建設地点の緯度・経度および線路情報（鉄塔の構造諸元、架線条件等）の入力のみで、風荷重および軸力算定が可能となっている。

図-6.6.4に、設計支援ツールによる設計風速および発生軸力算定例を示す。

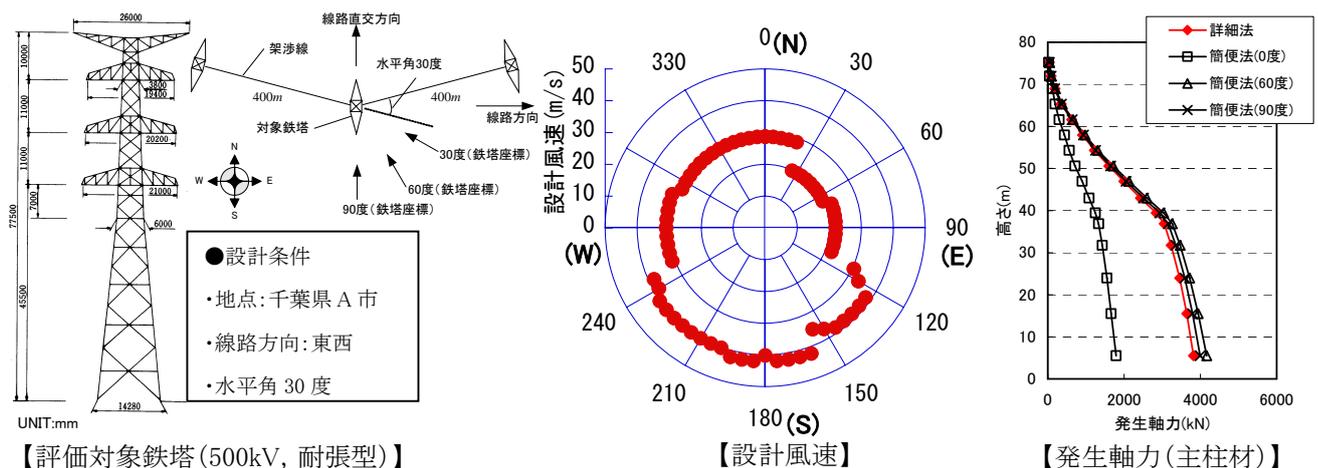


図-6.6.4 設計支援ツールによる算定例

6.6.4 今後の課題

今後は、風速に対する局所地形の3次元効果や気象学的増速効果等に対する評価法に関して、さらなる精度向上が必要とされている。一方で、小節5.4.2で触れたように、次期JEC改訂に向けて、本指針の考え方を盛り込むために、より踏み込んだ実務的見地からの合理化も必要であることが指摘されている。

参考文献

- 1)大熊武司他：特殊地形における送電用鉄塔・架渉線連成系の耐風設計に関する研究（その1）局地風対策研究成果のとりまとめ，日本風工学会論文集，No.82, pp.39-48, 2000.
- 2)大熊武司他：風向別風速を用いた送電鉄塔の耐風設計法に関する研究－「送電用鉄塔の風荷重指針(案)」の骨子－，日本風工学会論文集，No.98, pp.137-150, 2004.
- 3)社団法人電気協同研究会「送電用鉄塔設計荷重専門委員会」：送電用鉄塔の設計荷重～現状と将来展望～，電気協同研究会，第62巻，第3号，2006.
- 4)石川智巳，松浦真一：「送電用鉄塔の風荷重指針・同解説(2005)」の概要と設計支援ツール，電気現場技術，Vol.45, No.532, pp.15-21, 2006.

6.7 パイプラインにおける設計法の動向について

6.7.1 はじめに

本報告では、埋設パイプラインの耐震設計基準・指針、基本的な考え方、および最近の動向と課題について紹介する。国内におけるパイプラインを中心に記述するが、海外のパイプラインについても簡単に記述する。

6.7.2 パイプラインの耐震設計基準・指針

(1) 国内におけるパイプラインの耐震設計基準・指針

a) わが国におけるパイプラインの耐震設計基準・指針

わが国で使用されているパイプラインや埋設線状構造物の耐震設計指針および基準・指針等を表-6.7.1に示す。石油パイプライン技術基準(案)(以降、石パ基準)(1974)¹⁾は、わが国で最初に制定されたパイプラインの耐震設計基準であり、応答変位法(後述)が導入されている。

石パ基準以後、応答変位法がわが国における埋設線状構造物の耐震設計指針手法の基本形となっている。その後発行された新耐震設計法(案)、水道施設耐震工法指針(水道耐震指針)および高圧ガス導管耐震設計指針(高圧ガス耐震)なども、石パ基準の基本的な耐震設計手法を継承している。1995年の兵庫県南部地震以降、大地震を想定したレベル2地震動が、高圧ガス耐震と水道耐震指針に導入された。また、液状化による地盤の永久変位を考慮した耐震設計手法が水道耐震指針に導入され、その後、高圧ガス導管液状化耐震設計指針(液状化耐震)が新しく発行された。

表-6.7.1 埋設線状構造物の耐震設計指針・基準

施行	指針・基準	構造物	発行
1974	石油パイプライン技術基準(案)	石油パイプライン	日本道路協会
1977	新耐震設計法(案)	埋設管/水底トンネル/共同溝他	建設省土木研究所
1979	水道施設耐震工法指針	埋設管/暗渠/共同溝他	日本水道協会
1982	ガス導管耐震設計指針	埋設導管	日本ガス協会
1984	共同溝耐震設計指針(案)	共同溝	建設省土木研究所
1986	共同溝設計指針	共同溝	建設省土木研究所
1986	キャブシステム技術マニュアル	ケーブルボックス	キャブシステム研究会
1991	高圧ガスパイプライン技術指針(案)	天然ガスパイプライン	国土開発技術センター
1997	水道施設耐震工法指針(改訂)	埋設管/暗渠/共同溝他	日本水道協会
2000	高圧ガス導管耐震設計指針(一次改訂)	埋設ガス導管	日本ガス協会
2001	高圧ガス導管液状化耐震設計指針	埋設ガス導管	日本ガス協会
2004	高圧ガス導管耐震設計指針(二次改訂)	埋設ガス導管	日本ガス協会

b) 石油パイプライン技術基準(案)(1974)

石油パイプライン技術基準(案)(以下、石パ基準)(1974)は、BART 沈埋トンネルの耐震設計手法(後述)を参考してに、埋設パイプラインの総合的な設計法として、わが国で始めて制定された耐震設計基準である。石パ基準の対象は、溶接接合されたスチールのパイプラインで、パイプラインは長さ方向に一様な断面と一様な力学的特性を有することを前提としている。入力条件となる地盤の応答変位は、波動の進行方向と直角方向に変位成分を持つ正弦分布のせん断波で表現されており、埋設パイプラインに発生する応力が許容応力以下になるように規定されている弾性域

での耐震設計手法である。石パ基準では、異なった方向から入射する5つのせん断波を考慮し、5波を合成してパイプラインに発生する応力を計算して安全性を照査していることが特徴である。

c) 水道施設耐震工法指針・解説(1997)

溶接鋼管に関する水道施設耐震設計工法指針・解説(1979)²⁾(水道指針)の特徴は、通常地震に対しては弾性設計を基本としながらも、大地震に対しては溶接鋼管の許容ひずみを0.3%とする塑性設計の概念を初めて導入したことである。この許容ひずみは、通常使用される水道用鋼管の局部座屈ひずみ(0.5%)に安全率を考慮して決定されたものである。さらに、この許容ひずみは地震動による繰り返し変形を考慮して、ASME SecIIIの設計疲労曲線³⁾に基づいて、0.3%のひずみ振幅に対する破断までの繰り返し回数が1800回以上あり、破壊的地震(地震規模は規定されていない)の想定繰り返し回数を50回としても、約36倍の安全率があることを考慮して設定されたものである。

なお、同指針は兵庫県南部地震以降、大地震を想定したレベル2地震動や地盤の液状化による地盤の永久変位の取り扱いを含めた耐震設計基準の大幅改定が行なわれている。改訂された水道指針(1997)では、入力地震動を二段階に与えている。水道指針(1979)に記述されている入力地震動を地震動レベル1とし、兵庫県南部地震の際に観測された基盤地震動に基づいて地震動レベル2が設定されている。設計用速度応答スペクトルの最大値は、地震動レベル1で12cm/secであり、地震動レベル2に対しては70~100cm/secとなっている。また水道指針(1997)では、地震動の他に必要に応じて地盤変状(地盤変位分布や地盤歪み)を考慮することになっている点の特徴となっている。さらに、水道施設の重要度(ランクA(重要度が高い施設)、ランクB)と入力地震動のレベル(地震動レベル1、地震動レベル2)の組み合わせに対して、被害程度や地機能保持レベルや復旧対応を考慮して、水道施設が地震時に保有すべき耐震水準を示していることである。さらに、水道指針(1997)では兵庫県南部地震をベースとして入力地震動が大きく設定されたこともあり、石パ基準で最初に導入された5波合成の考え方は廃止されている。

d) ガス導管耐震設計指針(1982)、高圧ガス導管耐震設計指針(2000, 2004)

高圧ガス導管耐震設計指針(高圧ガス耐震)(1982)⁴⁾では、内圧が1.0MPa以上の埋設パイプライン(溶接鋼管)を対象として、基本的には石パ基準の基本的な考え方を踏襲しながらも、入力地震波として、波動の進行方向に変位成分を持つ進行波(表面波のP波成分)を採用しており、波動の伝播方向とパイプの軸が一致していることを特徴としている。入力地震波に表面波のP波成分を採用している耐震設計基準は、高圧ガス耐震のみである。

さらに高圧ガス耐震では、パイプ軸方向への地盤ばね特性をバイリニアモデル(二直線モデル)で表して、地震の規模と地盤のばね特性によってはパイプラインが軸方向に滑る非線型現象を考慮している点が大きな特徴となっている。また、水道指針で採用された許容ひずみ設計法の考え方をさらに進め、累積疲労損傷度評価の考え方を導入して、鋼管の許容ひずみを1%あるいは局部座屈開始ひずみ $35t/D(\%)$ の何れか小さい値を採用することとしている。累積疲労損傷度とは、極低サイクル疲労のことであり、この考え方を採用している耐震設計指針はガス耐震だけである。また、1%という許容ひずみは、埋設パイプラインの耐用年数50年以内に3回の地震が発生することを想定し、50年間における地震動の繰り返し回数を約50回(18回/地震*3地震=54回 \approx 50回)とし、ASME SecIIIの設計疲労曲線から求められた値である。

さらに、表層地盤の層厚が変化する場合における地盤ひずみの増幅も考慮している点が高圧ガス耐震の特徴である。なお、同指針は兵庫県南部地震以降、レベル2地震動に対する設計指針の制定が進められ、レベル2地震動に対する評価を規定した一次改訂版(2000)が発行された。この改訂版ではレベル1地震動の評価方法は高圧ガス耐震(1982)をそのまま踏襲するものとし、レベル2地震動に対する評価方法として新たにひずみ算出方法と許容値を規定している。レベル2地

震動に対する許容値としては、供用期間中に 1 回あるか無いかという前提で 3～5 回の極低サイクル疲労を想定した許容値を設定している。具体的には、直管、曲管ともひずみ 3.0%を許容値としている。2006 年には旧版(1982)と高圧ガス耐震(一次改訂版)(2000)を統合・再編纂した高圧ガス耐震(二次改訂版)⁶⁾(2004)が発行されている。

e) 高圧ガス導管液状化耐震設計指針(2001)

高圧ガス導管液状化耐震設計指針⁵⁾(液状化指針)は、高圧ガス導管の液状化に関する耐震設計方法を記述した技術指針であり、液状化の判定方法、液状化により発生する地盤変位、導管変形量の算出方法やその許容値を規定している。液状化指針(2001)では、これまでの耐震設計とは異なり限界状態設計法の考え方を取り入れており、部分係数法を用いて変形量と許容値を設定している。本指針では、液状化による傾斜地盤の側方流動、護岸崩壊による側方流動と沈下を想定しており、地盤の永久変位により導管に変形が生じる事を前提としているため、静的な一方向変形に対する安全性を照査している。

液状化指針では、直管および曲管の塑性域における大変形を許容しており、安全性照査のパラメータとして許容限界変形量が定義されている。たとえば、圧縮変形や曲げ変形を受ける直管については、局部座屈波形が発生することを許容しており、繰り返し変形によって座屈波形部分に貫通亀裂が発生しない変形の範囲で、許容変形量が規定されている。曲管についても、外曲げ変形と内曲げ変形について同様に許容曲げ変形量が規定されている。液状化指針に規定されている許容変形量は、高圧ガス耐震のように繰り返し変形を考慮しないことが特徴であるが、許容値をこのように変形量で規定する方法は国内外を見ても、他に例がないものである。

(2) 海外におけるパイプラインの耐震設計基準・指針

海外で現在一般的に使用されている総合的なパイプラインの技術基準・指針は、以下のものがある。

- ・ ISO 13623 “Petroleum and Natural Gas Industries, Pipeline Transmission System,” 2000.
- ・ EN 14161 “Petroleum and Natural Gas Industries, Pipeline Transmission System,” 2003.
- ・ EN 1594 “Gas supply systems - Pipelines for maximum operating pressure over 16bar - Functional requirement,” 2000.
- ・ ASME B31.8 “Gas Transmission and Distribution Systems,” 2003.
- ・ ASME B31.4 “Pipeline Transportation Systems for Liquid Hydrocarbons and other Liquid,” 2002.

これらは、設計の基本的な考え方を示したガイドラインである。したがって、各基準、指針ともに、内圧に対する最小管厚の計算方法は規定されているものの、詳細な設計手法は記述されていない。耐震設計手法については、地盤の動的変位と永久変位(側方流動、斜面崩壊、地すべり、地表地震断層など)をパイプラインの耐震設計で考慮すべきであることが記述されているが、地盤変位のモデル化の考え方や安全性照査の方法に関しては、具体的には記述されていない。また、海外で天然ガスパイプラインの耐震設計を行う場合、地震動によってパイプラインに発生する最大応答(最大応力または最大ひずみ)を計算し、パイプラインが安全であるかどうかを照査するのが一般的である。したがって、繰り返し変形に対する安全性を照査することは、一般的には採用されていない。この点が、わが国のガス耐震と大きく異なる点である。

なお、上述した総合的なパイプライン技術基準・指針とは別に、下記の ASCE ガイドラインがある。このガイドラインには、設計手法や許容応力あるいは許容ひずみが比較的詳細に記述されており、海外における上述の設計基準とは異なっている。このガイドラインは、通常発生する地震(PDE=Probable Design Earthquake)と大規模な地震(CDE=Contingency Design Earthquake)を考慮する二段階設計法を導入しており、それぞれに許容値を設定している。しかし、ここでも同様に、静的な変形に対する許容ひずみが設定されているのみで、低サイクル疲労の概念は導入されていない。

- ・ ASCE: Guidelines for the Seismic Design of Oil and Gas Pipeline Systems (1981)

6.7.3 パイプラインの耐震設計の基本的な考え方

(1) 応答変位法

応答変位法は、サンフランコシスコの地下鉄 BART (Bay Area Rapid Transit) の沈埋トンネルを設計する際に開発された耐震設計手法である。応答変位法では、パイプラインを弾性床上の梁としてモデル化し、パイプラインの埋設位置における地盤の応答変位を地盤ばねの先端に強制変位として静的に与えて梁の変形を求める。パイプラインの埋設深さにおける地盤の応答変位は、表層地盤のせん断振動の 1 次モードのみを考慮して計算する。

石パ基準では、このような変位振幅を持つせん断波が水平方向に伝播することを耐震設計の前提としている。せん断波の場合、地盤の変位は、波動の進行方向と直角方向に発生する。パイプラインの軸と波動の伝播方向の交差角を任意に与える、パイプの埋設位置における軸方向および軸直角方向への地盤変位分布が得られ、パイプラインに沿った地盤のひずみを計算することができる。せん断波の場合、パイプラインの軸と波動の伝播方向の交差角が 45° の時、パイプラインの歪は最大となる。また、高圧ガス耐震では、設計地震動を表面波の P 波成分で与えている。この場合、地盤の変位は波動の進行方向と一致するため、波動の進行方向とパイプラインの軸が一致する場合に、パイプラインの軸ひずみは最大となる。

(2) 二段階耐震設計手法

1995 年の兵庫県南部地震以降、パイプラインの耐震設計に二段階設計法が導入されている。二段階設計法とは、パイプラインの設計寿命期間中に数回起こるような低レベルの地震動（レベル 1 地震動）と関連する地盤変状に対しては「被害がないこと」を前提とし、設計寿命期間中に発生する可能性は低い、発生した場合には大きい被害が想定される高レベルの地震動（レベル 2 地震動）と地盤変状に対しては「変形しても漏洩しないこと」を前提条件として、二段階の耐震設計と二段階の安全性照査を行なう設計手法である。

水道耐震(1997)の場合、レベル 1 地震動は水道耐震(1997)の設計地震動を設定し、レベル 2 地震動は兵庫県南部地震の地震観測記録をベースに、直下型地震を想定して設定されている。さらに、関連する地盤変状については、液状化に伴って発生する地盤の永久変位や人工改変地域の傾斜地盤における斜面滑りを耐震設計の入力条件としていることが、改訂された水道指針(1997)の特徴である。また、高圧ガス耐震(2000)の場合も、レベル 1 地震動は高圧ガス耐震(1983)を採用している。また、レベル 2 地震動については、水道耐震と同様、直下型地震を考慮して設定されている。関連する地盤変状については、詳細が液状化耐震(2001)に記述されており、高圧ガス耐震(2000)には記述されていないことが水道指針との相違である。ちなみに、水道耐震(1997)も高圧ガス耐震(2000)でも、レベル 2 地震動の速度応答スペクトルの最大値は、レベル 1 地震動の約 4 倍になっている。

また、設計地震動が二段階に設定されていることに対応し、許容ひずみあるいは許容変形量も二段階に設定されている。ガス耐震の場合、レベル 1 地震動に対して「被害がないこと」であるためには、許容ひずみを 1% とするか、パイプが局部座屈しないことを安全性照査の条件としている。また、レベル 2 地震動について「変形しても漏洩しないこと」という安全要求を照査条件に書き換えると、局部座屈しても貫通亀裂が発生しないこと、となる。このため、パイプの実管曲げ実験によって貫通亀裂が発生する漏洩限界変形量を求め、適切な安全率を考慮して限界変形量を定義している。

6.7.4 パイプラインの耐震設計に関する最近の動向と課題

(1) 断層（地表地震断層）に対する耐震設計

高圧ガスパイプラインを対象とした既往の耐震設計指針では、地盤震動および側方流動によって発生する地盤変位が入力条件として設定されている。地盤震動および側方流動以外の地盤変位として、断層(地表地震断層)、道路盛土の崩壊および斜面崩壊などがパイプラインに大きな影響を及ぼすことが知られている。しかし、これら側方流動以外の地盤変位は、破壊現象の一般化とパイプラインに作用する外力のモデル化が難しいために、現段階では指針化されていないのが実情である。

1995年兵庫県南部地震および1999年台湾集集地震の際、地表地震断層による埋設パイプラインの被害が発生している。これらの被害に基づき、近年、地表地震断層に対する埋設パイプラインの耐震設計の必要性が強く認識されるようになってきている。また、2004年新潟県中越地震の際には、断層によるパイプラインの直接被害は報告されていないものの、大規模直下型地震によって発生する表層地盤の変位に対する耐震設計の必要性が再認識されている。したがって、以下のような課題への対応が必要となる。

- ・地表地震断層などの地盤の永久変位を精度良く推定する方法。
- ・埋設深さの影響を考慮した地盤ばねの適切な評価方法と地盤の破壊によって低減する地盤ばね特性。

(2) 超高圧・高強度ガスパイプラインの耐震設計への対応

近年、API 5L-X65以上の高強度材(高グレード材)を適用し、従来よりも高い設計係数(内圧によって鋼管に発生する周方向応力の降伏応力に対する割合)で天然ガスを輸送するパイプラインの計画が国の内外で進められている。これは、高強度材の適用と高圧力による輸送により、パイプラインの建設コストダウンと輸送効率の向上を図ることができるためである。しかし、国内における耐震設計基準・指針は、材料の適用範囲がX65以下であることと、設計係数が0.4以下であることである。計画されているプロジェクトでは、適用を予定している高強度鋼管の変形特性や安全性を、想定している超高圧の条件で検討することが義務付けられていることは周知の事実である。しかし、耐震設計指針に記述されている応答計算式そのものが、内圧が高い場合を想定して記述されていないことが、このようなパイプラインにとって重要な問題であることを認識すべきである。したがって、このような超高圧・高強度ガスパイプラインの耐震設計への対応が重要な課題と考えられている。具体的には、以下のようになる。

- ・高グレードラインパイプ(X65以上)の耐震強度評価と材料の最適設計。
(圧縮座屈、曲げ座屈)
- ・高設計係数(高い設計内圧)によるパイプラインの変形特性の変化。

6.7.5 まとめ

上水道および都市ガスの高圧パイプラインについて、埋設パイプラインの耐震設計基準や指針の基本的な考え方、最近の動向と課題について、国内の現状を中心に紹介し、海外の状況を簡単に記述した。日本国内の場合、1995年の兵庫県南部地震を経験し、二段階設計法が耐震設計に取り入れられるようになってから、設計指針の構成が大きく変化した。これは、設計地震動にも影響しているが、パイプラインの安全性を照査する許容値の考え方にも大きく影響している。さらに天然ガスパイプラインについては、従来よりも高強度なパイプを使って、従来よりも高圧で輸送する計画も提案されているのが現状である。したがって、現行の耐震設計がこのような新しいコンセプトにも対応できるよう、更なる検討が必要であろう。

参考文献

- 1) (社)日本道路協会：石油パイプライン技術基準（案），1974.
- 2) (社)日本水道協会：水道施設耐震工法指針・解説，1979.
- 3) ASME：Boiler&Pressure Vessel Code, Sec. III, 1977.
- 4) (社)日本ガス協会：ガス導管耐震設計指針，1982.
- 5) (社)日本ガス協会：高圧ガス導管液状化耐震設計指針，2001
- 6) (社)日本ガス協会：ガス導管耐震設計指針，2004.

(J F E技研(株) 鈴木 信久)

6.8 軟弱地盤における大水深コンテナバースの設計と施工について

—ジャケット式棧橋構造—

6.8.1 はじめに

自動車産業など発展を続ける日本の中枢産業地域「モノづくりの中部」を支える名古屋港は、総取扱貨物量・貿易額ともに日本一を誇る国際物流の拠点として中部圏の経済・産業の発展に大きく寄与している。

近年、世界物流の急速なコンテナ化において、外貿コンテナ貨物量の増大及び基幹航路における外貿コンテナ船の大型化はめざましく、大型コンテナ用施設、IT化及び省コスト、省時間を可能とするゲートウェイ機能の整備が求められている。

そこで、名古屋港の飛島ふ頭南側に 10,000TEU 超のオーバーパナマックス船型コンテナ船 (108,500DWT) が接岸できる大水深コンテナ岸壁 (耐震強化岸壁) が、平成 16 年 7 月 23 日に指定された伊勢湾 (名古屋港・四日市港) スーパー中枢港湾の中核施設として港湾計画に位置づけられ、第 1 バース (水深 16m, 岸壁延長 400m) の岸壁整備を平成 14 年 10 月に着工し、約 3 年が経過した平成 17 年 12 月に供用が開始された。現在は、平成 20 年の供用を目指して第 2 バース (水深 16m, 岸壁延長 350m) の建設が進められている。

本文は、**写真-6.8.1** に示す名古屋港飛島ふ頭南岸壁 (-16m) 第 2 バースで採用したジャケット式棧橋の設計と施工について述べたものである。

なお、本設計は、平成 16 年以前に実施されていることから、「港湾の施設の技術上の基準・同解説 (平成 11 年 4 月)」の旧基準に準拠しているが、地震動を用いた動的解析手法など新たな知見による照査を一部取り入れている。



写真-6.8.1 名古屋港飛島ふ頭南岸壁 (-16m)

6.8.2 設計・施工における留意点

名古屋港飛島ふ頭南岸壁 (-16m) の整備にあたり、特に留意すべき点を以下に示す。

(1) 軟弱な粘土層の適切な対応

飛島ふ頭南岸壁は、名古屋港口付近に位置し、東側に庄内川が隣接することから洪積砂層 (Ds) の谷を埋めるように沖積粘性土層 (Ac) が堆積している (図-6.8.1 参照)。

土層構成は、上から沖積粘性土層 (Ac)、洪積砂層 (Ds) と洪積粘性土層 (Dc) いわゆる熱田層、洪積層第二礫層 (Dg) が分布している (図-6.8.2 参照)。

沖積粘性土層 (Ac) は、TP-10.0m~-16.0m 付近に分布し、粘着強度で 7~35kN/m² 程度を示す軟弱な粘性土層である。洪積砂層 (Ds) は、TP-12.0m~-30.0m 付近に分布し、N=13~36 程度を示す。洪積粘性土層 (Dc)

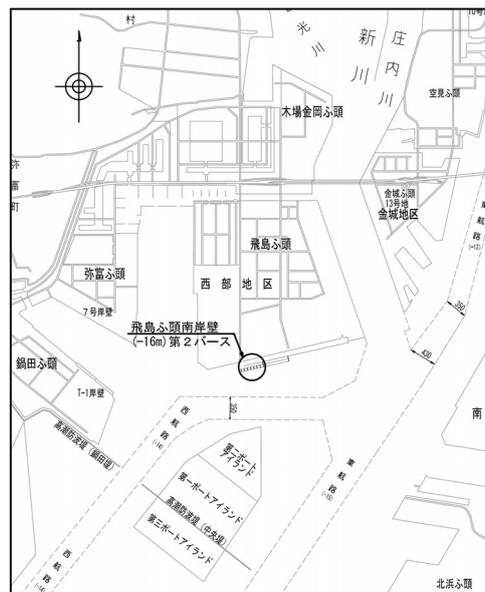


図-6.8.1 位置図

の熱田層は、TP-30.0m～-60.0m 付近に分布し、粘着強度で 80～200kN/m² 程度を示すバラツキの大きな粘性土層である。洪積層第二礫層(Dg)は、チャートや砂岩の礫が混入する N=50 以上を示す礫層である。

設計では、TP-30.0m～-60.0m 付近に分布する層厚 30m 程度の軟弱な洪積粘土層(Dc)の熱田層の適切な対応が求められる。

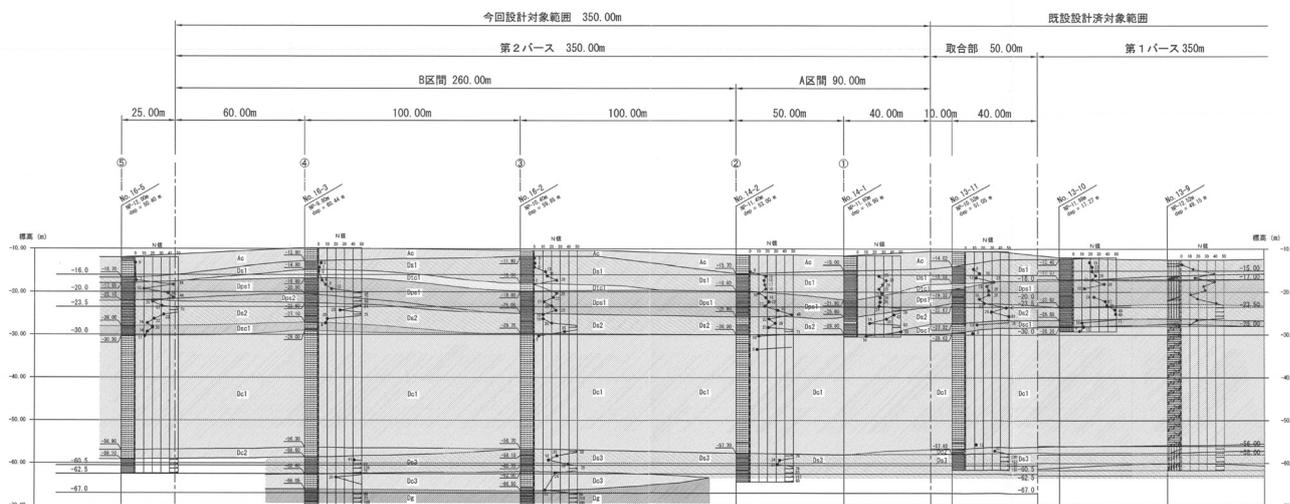


図-6.8.2 想定土層縦断面図

(2) 耐震性能の確保

本コンテナバースは、伊勢湾スーパー中核港湾の中核施設であり、地震災害を受けた場合において、経済、社会活動に重大な影響を及ぼすことから、レベル1地震動に加えてレベル2地震動(東海・東南海地震等)に対しても所要の耐震性能を確保する必要がある。

(3) 航路の隣接による施工制約

大型船舶が行き交う航路に隣接する海上での工事となるため、航行船舶等への影響が小さい施工法を採用する必要がある。

6.8.3 設計・施工における対応

上記設計・施工における留意点を踏まえ、以下の対応を行った。

構造形式は、コンテナ船の大型化および岸壁の大水深深化に対応し、安全且つ効率的な荷役作業が可能な性能を有する構造を選定する必要がある。

構造形式の選定は、表-6.8.1 に示す①自然条件、②利用条件、③施工条件および④構造形式の多様化を条件とし、表-6.8.2 に示す一次選定で基本構造形式(①鋼管矢板式、②重力式、③セル式、④棚式、⑤栈橋式)の比較検討を行い、表

表-6.8.1 前提条件

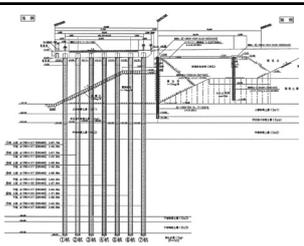
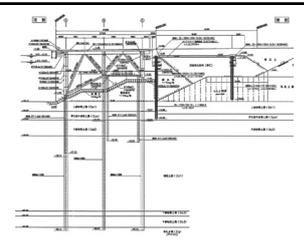
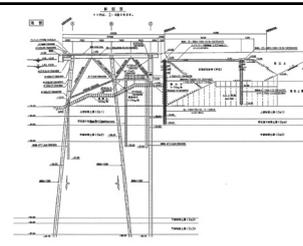
項目	要件
① 自然条件	土の力学的性質(地盤条件)に主眼を置き、地震・波・潮位・流れ等を考慮する。
② 利用条件	軌条走行式クレーンの設置を考慮し、極力、不同沈下および地震時の変位の小さく抑える。
③ 施工条件	海上工事を考慮し、気象・海象(風雨、気温、潮汐、潮流等)の施工上の作業時間の制約および施工精度の確保し、工事中海水の濁り等、周辺環境へ配慮をする。
④ 構造形式の多様化	耐震性を強化するため、地震応答の異なる構造形式を組み合わせ、多様化に配慮する。

-6.8.3 に示す二次選定で詳細構造(①直杭式PC栈橋、②直杭式ジャケット栈橋、③斜杭式ジャケット栈橋)の比較し、経済性、施工性および工程等の最も優れるものを採用する。

表-6.8.2 一次選定表（基本岸壁構造の比較検討）

基本構造形式	①鋼管矢板式	②重力式	③セル式	④棚式	⑤栈橋式
主な判断の根拠	長所 1. 施工設備が比較的単純である。 2. 基礎工事等の水中工事が少ないので急速施工が可能である。	1. 壁体自体がコンクリートなので、堅固であり耐久性がある。 2. 別途製作であり、施工が容易である。	1. 構造が単純であり、急速施工に適し、地盤条件が良好であれば経済的となる。	1. 載荷重を杭で支持するため、根入れ部の受働土圧が不足するような軟弱地盤に適している。	1. 他の構造物に比較して軽量であり、杭等で支持するので重力式や矢板式が成立しない場所に適している。 2. 埋立土が不要である。 3. 杭支持であり、軌条式クレーン設置を想定した場合最も適している。 4. 実績があり、経済性にも優れる。
	短所 1. 経済性に劣る（クレーン荷重を反映した場合、土圧増大により鋼管サイズがアップする）。 2. 大水深での実績がない。	1. 地震時には壁体質量に比例する外力として働くので、断面が大きくなり、重量も増大する。 2. 経済性に劣る（下部地盤改良にかかる工期及び工事費が莫大にかかる）。	1. 水深が深いと大型となる。 2. 地盤支持力の小さい所では十分な根入れが必要であり、良好な中詰め材が必要である。	1. 軌条式クレーンを想定した場合は、成立しない。 2. 通常の矢板に比べて施工が煩雑であり、工期が長い。	1. 水平力に対して比較的弱い。
判断結果	不採用	不採用	不採用	不採用	採用

表-6.8.3 二次選定表（栈橋構造形式の比較検討）

	直杭式PC栈橋構造 栈橋構造:直杭式PC工法 土留構造:前面鋼管控え直杭	直杭式ジャケット栈橋構造 栈橋構造:直杭式ジャケット工法 土留構造:前面鋼管控え直杭	斜杭式ジャケット栈橋構造 栈橋構造:斜杭式ジャケット工法 土留構造:前面鋼管控え直杭												
構造断面															
構造的な特徴	①上部工は場所打ちRCの受梁と工場製作のPCホロー桁の組合せで施工する。 ②自重及びクレーン荷重の地震慣性力が卓越する法線直角方向の水平力は、受梁で受け持たせるものである。	①ジャケット材と基礎杭をグラウトで一体構造とするため、杭頭部の固定位置が下がり、作用力に対して部材応力及び変位を小さく抑えられる合理的な構造である。 ②上部工は、工場製作の鋼製梁とプレキャスト床版の組合せで施工する。													
施工性(工期)	38.5ヶ月(約3.2年) / 350m当り	26.8ヶ月(約2.2年) / 350m当り	27.4ヶ月(約2.3年) / 350m当り												
経済性(350m当り)	93.59 億円	81.15 億円	82.31 億円												
実績の有無	有 ・熊本新港栈橋 ・横浜港山下埠頭栈橋	有 ・境漁港栈橋 ・直江津栈橋台(仮設)	有 ・大井埠頭新5バース(耐震) ・神戸中突堤												
評価	構造的な	施工性	工程	経済性	総合	構造的な	施工性	工程	経済性	総合	構造的な	施工性	工程	経済性	総合
	○	○	△	△	△	○	○	○	○	◎	○	△	○	○	○

一次選定、二次選定による比較検討の結果、軟弱な洪積粘土層(Dc)の熱田層が厚く堆積する地盤条件の下では、直杭式ジャケット栈橋構造が最も経済的な構造となった。図-6.8.3に直杭式ジャケット栈橋の標準図と表-6.8.4に主要諸元を示す。

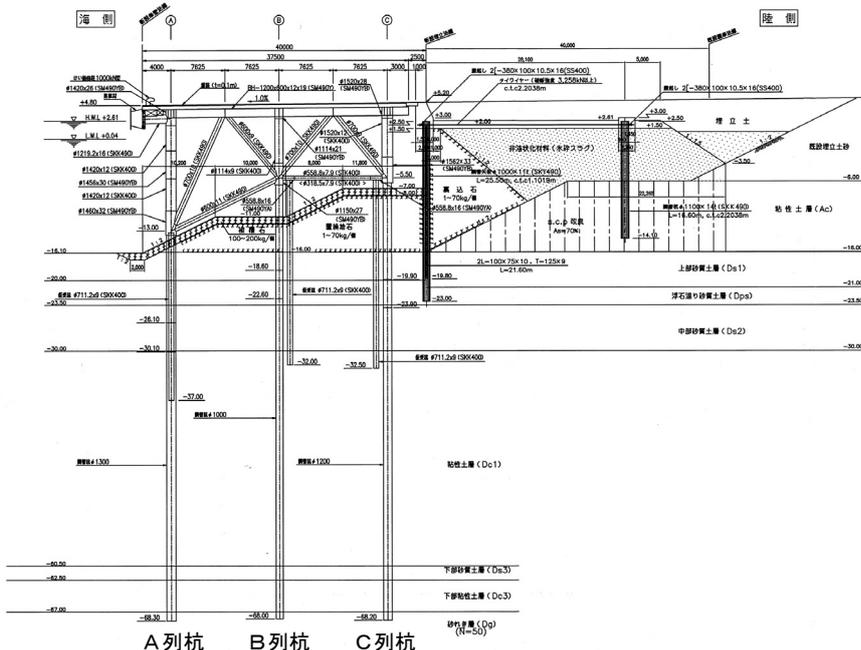


表-6.8.4 主要諸元

(1)計画条件	設計水深	-16.1m
	(計画水深:-16.0m)	
	天端高	+4.8m
	栈橋延長	350m
	エプロン幅	40m
(2)利用条件	対象船諸元	
	対象船舶	コンテナ船
	載重量トン(DWT)	108,500
	総トン数(GT)	138,500
	全長(L)	345.0
	満載吃水(d)	14.5
	接岸速度	V= 0.10 m/sec
(3)耐用年数	耐用年数	50年
(4)自然条件	潮位	H.W.L +2.61 m L.W.L +0.04 m
	設計震度	kh = 0.27
(5)荷重条件	上載荷重	作業時 10 kN/m ² 休業時 5 kN/m ²
	クレーン荷重	
	クレーン形式	シングルトロリー式
	耐震仕様	0.20G (片脚免震方式)
	アウトリーチ	63 m
	スパン	30.5 m
	クレーン自重	1,420 ton

図-6.8.3 岸壁(-16m)標準図

6.8.4 耐震性能設計

(1) 要求性能

直杭式ジャケット栈橋の要求性能と、それに対する照査方針を表-6.8.5に示す。

レベル1地震動の照査は、再現期間75年の期待地震動に対し施設の健全な機能を損なわないことを静的な解析手法である震度法により、部材に発生する応力が弾性域内に収まっていること、栈橋杭に発生する軸方向支持力が極限支持力を超えないこととした。

レベル2地震動の照査は、再現期間数百年の期待地震動のプレート境界地震動（東海・南海地震想定，加速度122gal）およびプレート内地震動（伊勢湾断層地震想定，八戸波形，加速度529gal）を比較し一番厳しい地震動に対し，所期の機能を保持することを動的解析により，部材に発生する応力が降伏応力以下であること，栈橋杭が全塑性ヒンジを生じないことおよび発生する軸方向支持力が極限支持力を超えないこととした。

(2) 解析手法および設計フロー

静的解析は，ジャケット（上部構造）と杭（下部構造）を一体化した三次元立体骨組構造モデルとして解析を行った。計画海底面は，海側で1：2のマウンドを有しているため，計算上の海底面は，二分法を用いた仮想海底面とした。また，杭軸直角方法地盤バネは $kh=1.5N(N/cm^3)$ の線形バネとし，杭軸方向地盤バネはバイリニアでモデル化している。なお，杭の先端条件は，ピン支持されているものとした。

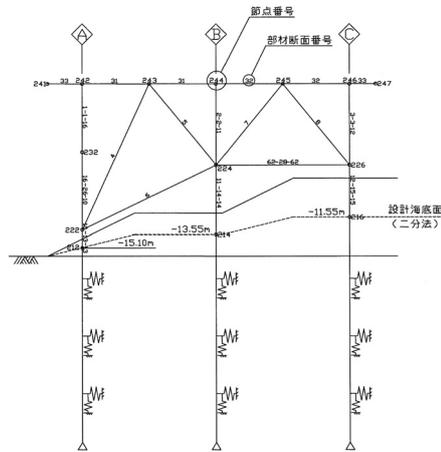


図-6.8.4 解析モデル図

表-6.8.5 耐震照査方針

設計対象地震動		レベル1地震動	レベル2地震動	備考
耐震性能		施設の健全な機能を損なわない	所期の機能を保持する	
部材強度 歪み	上部桁	弾性応力範囲	降伏応力以下	レベル2地震動については、時刻歴応答解析により照査
	ジャケット部材		全塑性ヒンジを生じない	
杭				
基礎の安定性	杭支持力	極限支持力以下		

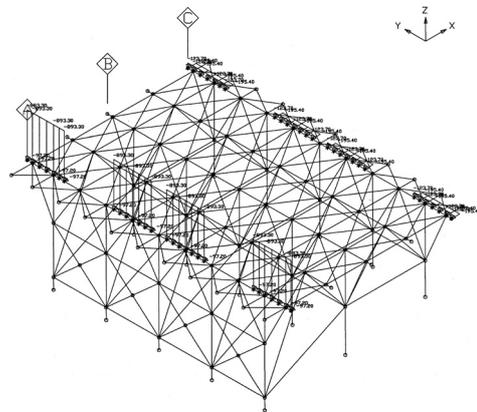


図-6.8.5 解析モデル三次元（静的解析）

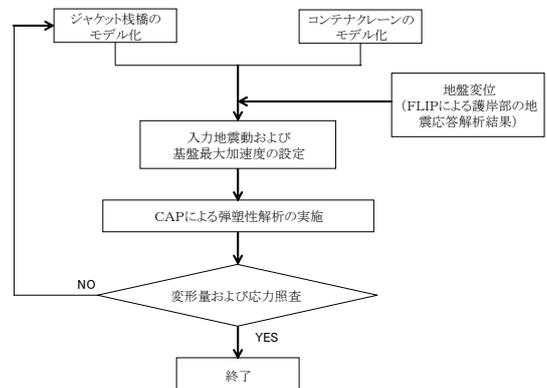


図-6.8.6 動的解析の耐震照査フロー

動的解析の耐震照査は、静的な解析で決定された構造に対し、図-6.8.6 に示すフローに従い実施した。

動的解析は、コンテナクレーン、ジャケットおよび杭を一体化した骨組モデルを作成し、地盤応答解析 (FLIP) の計算結果より得られた地盤変位を、地盤バネを介して入力し、同時に基盤加速度による慣性力を作用させることにより、骨組構造の弾塑性解析 (CAP) を行った。

コンテナクレーンは、免震式の 1,420tf を採用した。また、クレーンの解析モデルは、免震機能をリアルに再現するために、クレーンの下端条件を (海側) ピン支持 + (陸側) ピン支持としたケースと、(海側) スライド支持 + (陸側) ピン支持としたケースについて行った。

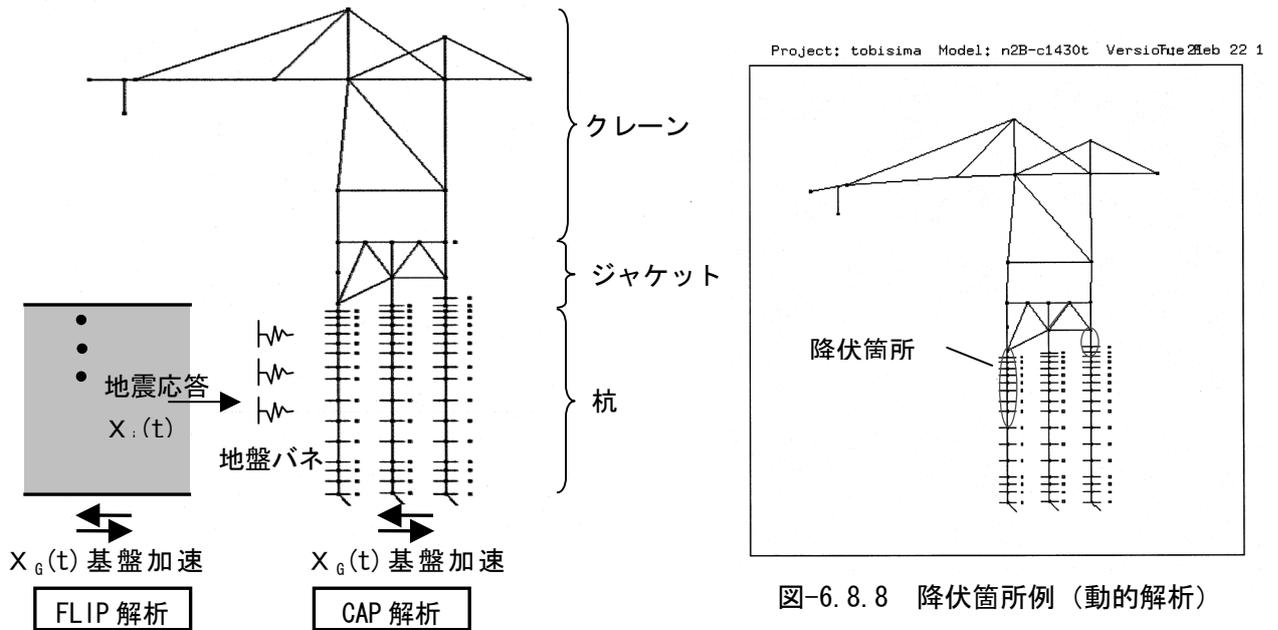


図-6.8.7 解析モデル図 (動的解析)

図-6.8.8 降伏箇所例 (動的解析)

(3) 耐震性能の照査結果

耐震性能の照査結果を表-6.8.6 に示す。

表-6.8.6 耐震性能の照査結果

		レベル 1 地震動		レベル 2 地震動				備 考
		輪荷重		(海側)ピン支持 (陸側)ピン支持		(海側)スライド支持 (陸側)ピン支持		
コンテナクレーン (1420tf)		輪荷重		(海側)ピン支持 (陸側)ピン支持		(海側)スライド支持 (陸側)ピン支持		栈橋天端位置
水平残留変位 (cm)		9.9 < 10.0	OK	19.2 < 30.0	OK	17.5 < 30.0	OK	栈橋天端位置
最大加速度 (gal)		-		402		432		栈橋天端位置
杭の最大支持力 (kN)	押込み	12,417 < 16,490	OK	17,323 < 25,059	OK	12,295 < 25,059	OK	
	引抜き	4,672 < 6,500	OK	6,713 < 14,867	OK	1,407 < 14,867	OK	
最大部材 応力度比 (発生応力/許容 または降伏応力 度)	ジャケット	0.99	OK	1.01	OK	0.65	OK	
	杭 (変更前)	1.00	OK	全塑性 2カ所	NG	全塑性 無	OK	
	杭 (変更後)	—		全塑性 無	OK	全塑性 無	OK	

動的解析の結果より、ジャケットの斜材が部材応力度比を上回るが、格点部が降伏したもので構造上問題ないと判断した。栈橋杭は、A および B 列杭の発生モーメントが全塑性モーメント

を上回り塑性ヒンジが発生したため、杭厚をアップする等の対応により全塑性の発生を抑制した。また、クレーンの解析条件により、水平変位等の解析結果に差が発生すると思われたが、大きな差は現れなかった。

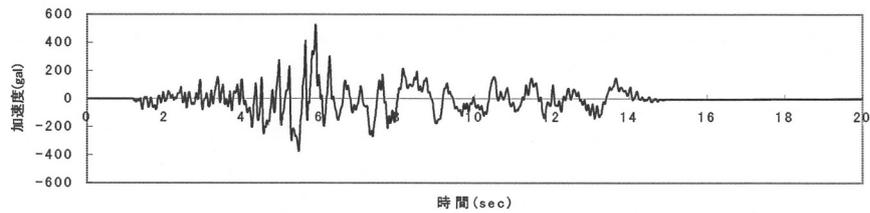


図-6.8.9 入力基盤地震波 (Amax=529gal)

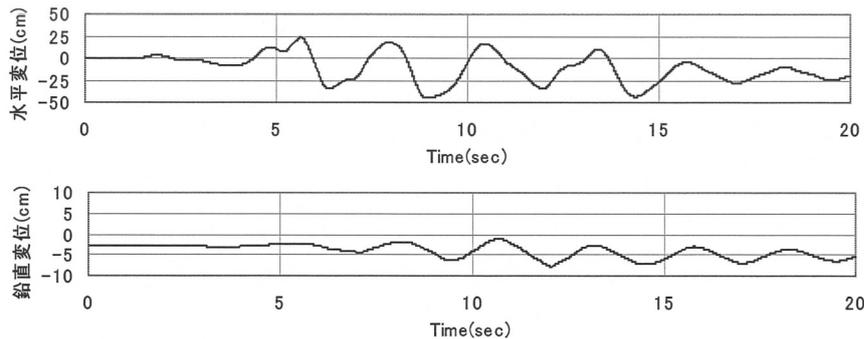


図-6.8.10 栈橋天端の最大水平変位

6.8.5 現地海上工事期間の短縮

直杭式ジャケット栈橋は、主材のジャケット本体（長さ 50m、幅 37.5m、高さ 10.8～17.8m、重量約 630t）を工場で製作するため、他の構造形式に比べ現地での作業量が減少し、現地海上工事期間の短縮することにより、航路を航行する船舶や隣接する接岸船舶への工事に対する影響を最小限に抑えることができた。写真-6.8.2 にジャケット本体の立体組・完成および写真-6.8.3 にジャケット据付状況を示す。



写真-6.8.2 立体組・完成



写真-6.8.3 ジャケット据付状況

6.8.6 おわりに

我が国の港湾で、ジャケット工法が岸壁として初めて採用されたのは、神戸港中央堤（-9.0m）岸壁であり、その後、コンテナ岸壁としては東京港大井埠頭新 5 バース（-15m）岸壁、博多港アイランドシティ-C1（-14m）岸壁で適用されたが、水深 16m という大水深の耐震強化岸壁は名古屋港の飛島ふ頭南岸壁（-16m）が世界で初めての採用と云われている。

今回、飛島ふ頭南岸壁（-16m）第2バースにおいて、ジャケット式栈橋を採用した理由は、以下のとおりである。

- (1) 名古屋港のように軟弱な土層が厚く堆積する地盤条件の下では、杭で支持するジャケット構造は、下部地盤改良等を必要としないため、他の構造形式に比べ工事費および工期を縮減することができた。また、ジャケット材と基礎杭をグラウトで一体構造とするため、杭頭部の固定位置が下がり作用力（地震力、クレーン荷重等）に対し、部材の発生応力および岸壁の変位を小さく抑えられる合理的な構造であった。
- (2) ジャケット本体、上部工鋼製梁およびプレキャスト床版等の工場製品を組み合わせることにより、海上工事を少なくすることができ、航路を航行する船舶や隣接する接岸船舶への工事に対する影響を最小限に抑えることができた。

名古屋港の飛島ふ頭南側の大水深コンテナ岸壁の整備は、整備が進む第二東名名神、東海環状自動車道や中部国際空港と有機的に連携し、「モノづくりの中部」の更なる発展に大きく貢献することが期待されており、施設の重要性は益々高くなる。今後は改訂された技術基準などの新たな知見や観測により蓄積されたデータを用い、耐震性能の確認を行う予定である。

（国土交通省中部地方整備局
堀井 義一、神藤 明彦）

参考文献

- 1) 社)日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説, 1999
- 2) 財)沿岸開発技術研究センター：ジャケット工法技術マニュアル, 2000
- 3) 社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 共通編/鋼橋編, 2002
- 4) 社)日本建築学会：鋼構造設計施工指針・同解説, 1990