

来島第一大橋補剛桁の設計

～本州四国連絡橋公団「尾道・今治ルート」～

The Design of the KURUSHIMA DAIITI Bridge

渥美 俊彦

Toshihiko ATSUMI

川田工業(株)工事本部東京工務部次長

伊藤 博章

Hiroaki ITO

川田工業(株)橋梁事業部大阪技術部部長

宗村 基弘

Motohiro MUNEMURA

川田工業(株)工事本部東京工務部工事課
工事長

江崎 正浩

Masahiro EZAKI

川田工業(株)橋梁事業部大阪技術部
設計一課

菅野 通孝

Michitaka KANNO

川田工業(株)生産本部四国工場橋梁部
橋梁技術二課

伊藤 進一郎

Shin-ichiro ITO

本州四国連絡橋公団第三建設局
今治工事事務所技術課課長

The Kurushima Bridges connect Ohshima Island and Imabari City, Ehime pref., over the Kurushima straits by a chain of three suspension bridges; the 1st Bridge, 960m total length with a 600m center span, the 2nd Bridge, 1,515m total length with a 1,020m center span, and the 3rd Bridge, 1,570m total length with a 1,030m center span. The results, the erection of the worlds first three continuous suspension bridges.

This report describes the design for the 1st Bridge.

Key words: Kurushima Bridges, suspension bridge

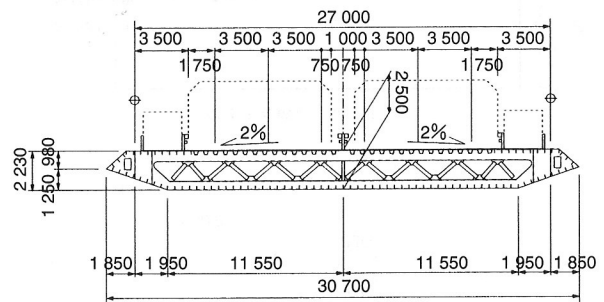
1. はじめに

来島大橋は、本州四国連絡橋「尾道・今治ルート」に属し、急潮流で海の難所として知られる瀬戸内海国立公園の景勝地・来島海峡の約4kmの区間を、来島第一・第二・第三大橋の3つの吊橋で横断する世界初の3連吊橋である。

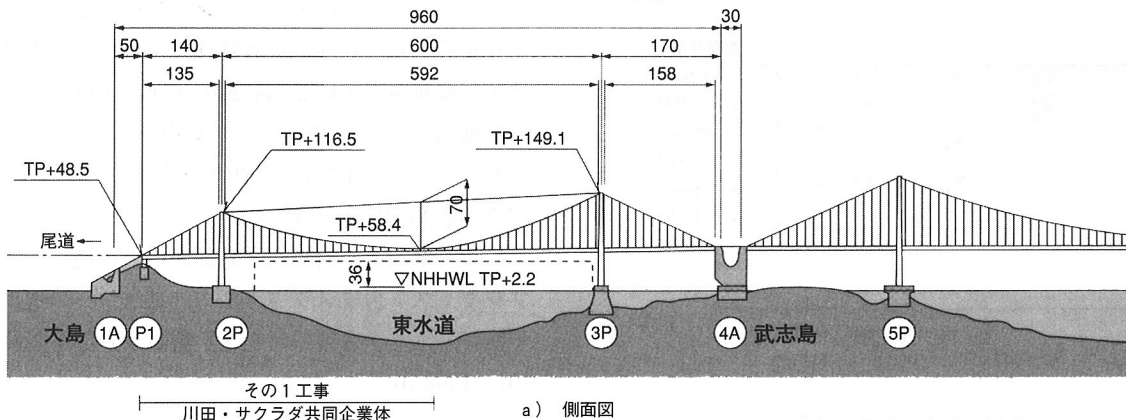
来島第一大橋(図1, 表1)は、来島大橋の最も本州側に位置する橋長960m, 中央径間長600mの3径間2ヒンジ補剛箱桁吊橋であり、当社は平成7年7月に本州四国連絡橋公団より起点から中央径間中央までの工区を川

田・サクラダ特定建設工事共同企業体として受注し、補剛桁の実施設計、製作、ならびに架設を行った。

本文は、補剛桁工事の実施設計の特徴について報告するものである。



b) 補剛桁断面図



a) 側面図

図1 来島第一大橋

表1 来島第一大橋基本諸元

		構 造 基 本 諸 元	備 考
橋 梁 形 式		3径間2ヒンジ補剛桁吊橋	
支 間 割		ケーブル; 50m+140m+600m+170m 補剛桁; 135m+592m+158m	
主 塔	形 式	橋軸方向; 基部固定・塔頂ヒンジ形式 橋軸直角方向; ラーメン形式	フレキシブル
	塔 高	塔基部; T.P+7.05m (2P), T.P+7.05m (3P) 塔頂部; T.P+116.5m (2P), T.P+149.1m (3P)	底板下面 理論塔頂
	塔柱中間隔	塔基部; 27.6m (2P), 27.8m (3P) 塔頂部; 27.0m (2P), 27.0m (3P)	底板下面 頂板上面
	主 形 式	平行線ケーブル	
	ケ ケーブルサグ	71.892m (ケーブル中央支間)	
ブ	ケーブル間隔	27.0m	PWS127
	ケーブル直径	431mm (一般部 空隙率20%)	
	ケーブル構成	5.16mm×127本×44 St.	
吊 材	P. W. S	ピン定着; $\phi 5\text{mm} \times 109 \sim 139$	1本/格点
吊 補 剛 桁 高 桁 幅 床 路面工 床 版	形 式	偏平箱桁	
	桁 高	2.5m	
	桁 幅	30.7m	
	床 路面工	アスファルト舗装 舗装厚65mm	原自歩道部 舗装厚30mm
そ の 他	公団管理路	桁内; 管理路1本, 移動車1軌条 桁外; 点検補修作業車1軌条	
	添 架 物	N T T	桁内添架
	水 道	無し	

2. 補剛桁の基本構造

- ① 補剛桁の形式は、耐風安定性はもとより、レーダーの偽像対策にも優れている、偏平六角形断面の流線型鋼箱桁が採用され、耐風安定性および経済性から桁高2.5mとしている（図1）。
- ② ダイヤフラムとセンターウェブには、構造上の合理性と経済性、さらには将来の維持管理に配慮して、トラス構造としている（図1）。
- ③ ハンガー定着部は、ハンガーソケットと鋼床版上面に取り付けた定着板（ピンプレート）とをピンを用いて連結して桁を吊る、ピン定着方式としている（図7）。

3. 鋼床版・床組の疲労検計

本橋の補剛桁の設計にあたっては、耐疲労破壊や製作性・現場継ぎ手部の施工性などを慎重に検討している。なかでも、鋼床版の耐疲労破壊に対しては特に留意し、応力的な検討で構造設計するのみならず、疲労に強い構造を採用することを前提に検討を行った。以下に採用した構造詳細を述べる。

(1) 鋼床版Uリブの継ぎ手構造

Uリブの継ぎ手構造は、溶接継ぎ手とした場合、裏当て材（FB）とUリブの密着性の確保が困難であることから、溶接欠陥が生じやすく、疲労強度を大幅に低下させる恐れがある。

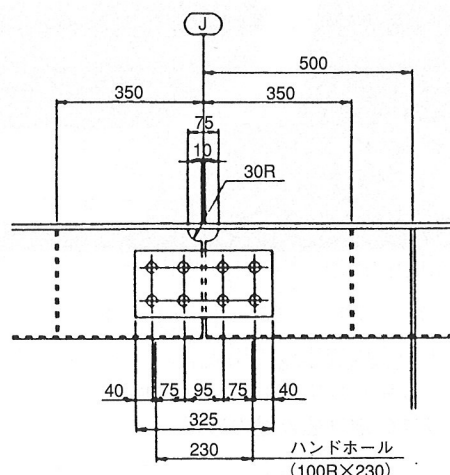


図2 UリブのHTB継手

本工事においては、溶接施工試験を実施して一定以上の品質確保が可能であるとの結論が得られたものの、実施工における品質のバラツキや疲労に強い構造を採用することを前提に、HTB継ぎ手を採用した（図2）。

なお継ぎ手部での断面欠損は、Uリブを増厚した場合、板厚変化部で裏当て材を使用した溶接継ぎ手が必要となることから、Uリブは全線にわたって同一断面とし、発生応力度の小さい位置で継ぎ手を設けた。

またUリブ継ぎ手部のスカラップは、その形状が大きいと車両走行時に作用するせん断力によって、まわし溶接止端部およびスカラップのコバ面から疲労亀裂が発生する恐れがあるため、スカラップの形状は、極力小さなものにするとともに、車両走行直下に位置するUリブのスカラップのみ溶接止端部を仕上げるものとした。

(2) 横リブとUリブの交差部

横リブのUリブ交差部で、デッキプレート側のスカラップについては、疲労強度の低下を避けるため、溶接で埋め戻しする構造を採用した（図3）。

(3) ダイヤフラム上横リブの継手部スカラップ形状

鋼床版のシーム位置でのダイヤフラム上横リブのスカラップは、Uリブ継ぎ手部のスカラップと同様に、その形状を極力小さくするとともに、鋼床版のシーム位置を、走行位置から外れた箇所に設けるものとした（図3）。

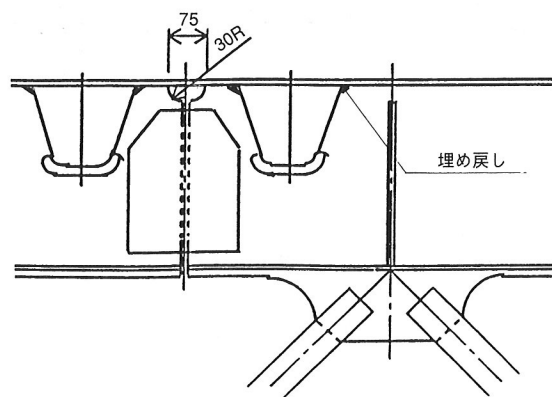


図3 横リブの耐疲労構造

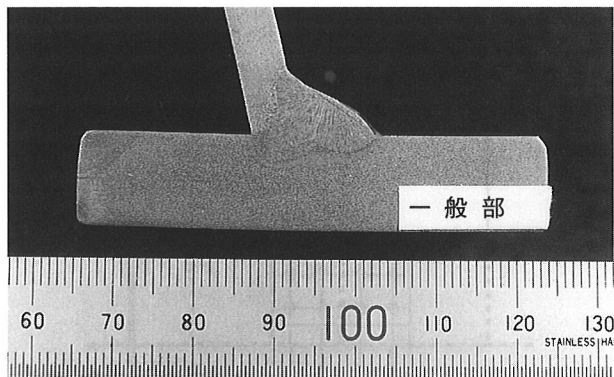


写真1 Uリブ溶接施工試験断面マクロ

(4) Uリブの溶け込み量の確保

Uリブと鋼床版の溶接は、Uリブ板厚(6 mm)に対して最小4 mm、平均4.5mmの溶け込み量を確保するものとした。この溶け込み量を確保するための施工試験を行い、溶接条件を決定した。写真1に溶け込み状況を示す。

4. ダイヤフラム・センターウェブの設計

ダイヤフラム・センターウェブの設計は、床組の格子モデルと、ダイヤフラム・センターウェブの面内トラスモデルを使用して部材設計を行った(図4)。

(1) 格子解析

床組の格子解析は、ダイヤフラム・センターウェブがトラス構造であることから、そのせん断変形を考慮して格子モデルにて解析を行った。解析は、床組荷重の他に、吊橋全体系の変形挙動との整合性を図るため、ハンガー

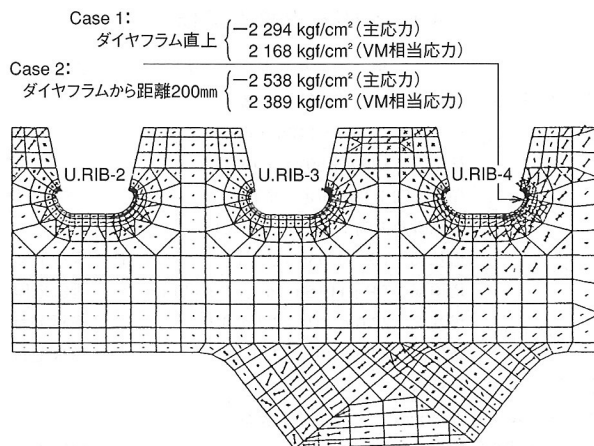


図5 横リブ格点部近傍のUリブスカラップ部解析応力

定着格点位置に吊橋全体系解析結果で得られた鉛直変位を考慮して行った。

(2) ダイヤフラムの設計

ダイヤフラムの設計は、ハンガー定着位置で支持された平面トラスモデルに荷重を載荷して部材設計を行った。なお活荷重に対するセンターウェブの橋軸方向への荷重分配効果は、格子解析で算出されたセンターウェブ位置の変位に等しい値が平面骨組解析でも得られるようなバネ支点を設置することで考慮した。

(3) センターウェブの設計

センターウェブの設計は、ハンガー定着位置のダイヤフラムで支持された平面トラスモデルに死荷重および活荷重を載荷するとともに格子解析で算出されたセンター

ウェブの断面力を平面トラスモデルに外力として与え部材設計を行った。なお、床組系としての応力のほかに、主桁の一部としての応力を同時に考慮した場合の安全性も確認した。

(4) ダイヤフラム上横リブの

FEM解析

ダイヤフラム上横リブは、トラス上弦材の軸力による応力と、鋼床版横リブとしての応力が発生し、ダイヤフラムの斜材格点部には大きな断面力が発生することになる。このことから、主として以下の点に着目して斜材格点部をモデル化したFEM解析を行うものとした。

- ① Uリブ貫通部スカラップ近傍の応力集中
- ② 横リブウェブの面外変形にともなう面外応力

なお、載荷する活荷重は、Uリ

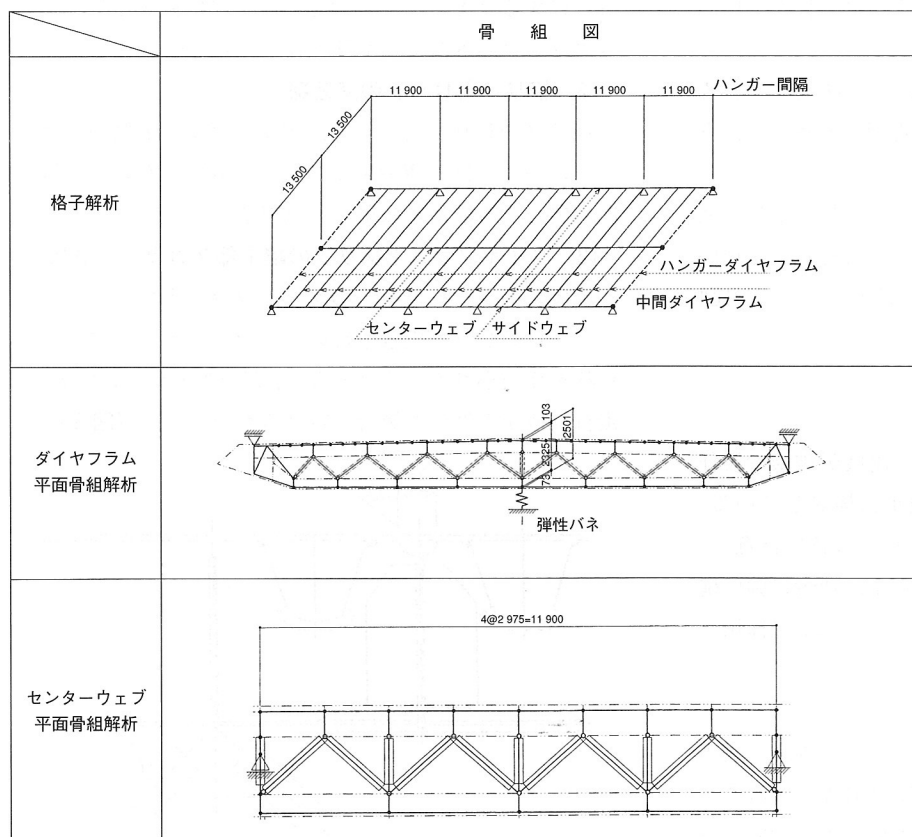


図4 格子モデルおよび平面骨組モデル

ブ貫通部スカラップ近傍の応力集中と横リブのせん断力と比例の関係にあることから、横リブのせん断力が最大となる斜材格点部直上に載荷した (Case-1)。

また、横リブウェブの面外変形の影響をみるため、隣接するダイヤフラム間に活荷重を載荷したケースも行った (Case-2)。

FEM解析を行った結果、Uリブ貫通部スカラップ近傍の応力は、Case-2において着目するダイヤフラムから 200 mm の位置に荷重を載荷した状態でピークとなり、主応力で最大 2 538 kgf/cm² と降伏応力を超える応力が発生することが判明した。

しかしながら、降伏応力を超える領域は局部的であり、その位置から離れるに従って応力は低下している。このことから、解析 (図 5) 上の応力が降伏応力を超えたと

しても、隣接部分は降伏に対してかなり余裕があり塑性応力の再分配によって応力分布は均等化すると考えられるため、横リブウェブの増厚は行わないものとした。

5. ハンガー一定着部の設計

ハンガー一定着部の設計は、吊橋全体系解析および架設時解体計算結果より得られたハンガー張力およびハンガー折れ角を基に、簡易計算により概略構造を決定し、3次元FEM解析を実施して構造詳細を決定した。

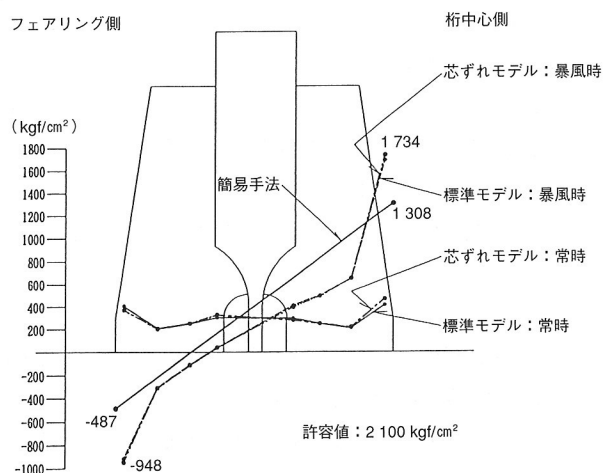
(1) FEM解析結果と考察

FEM解析結果および簡易計算によって算出したハンガー一定着部の発生応力を図 6 に示す。結果を要約すると以下のとおりである。

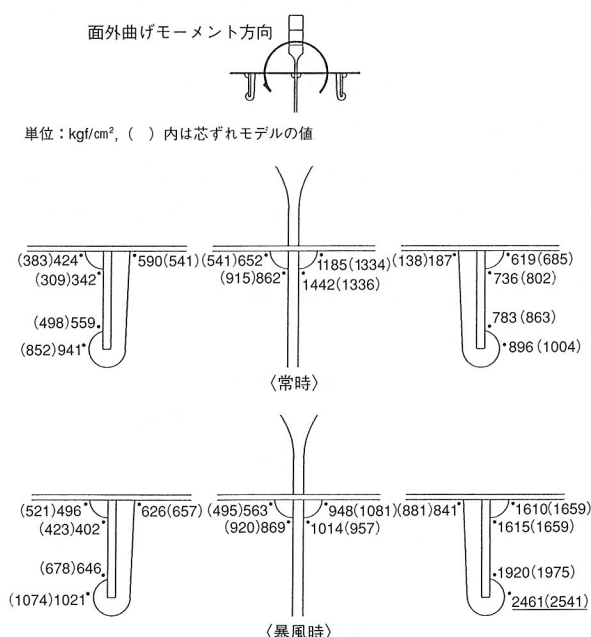
a) ピン孔周辺の応力度

	(kgf/cm ²)			
	σ_{θ}	ρ	τ	σ_{VM}
	簡易計算	簡易計算	簡易計算	FEM解析
常時	1 858 (1 920)	1 330 (1 440)	1 106 (1 110)	1 986 (2 090)
暴風時	—	—	—	5 597 (7 000)

b) 面外補強リブ基部の応力度



d) スカラップによる横リブ断面欠損部の応力度



c) ピンプレート基部の応力度

ピンプレート基部の応力度は、右図に示すようになっている。簡易手法による応力度は、有効幅内で一定である。

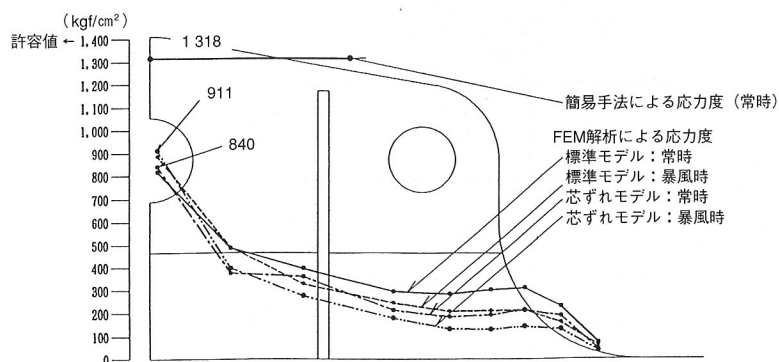
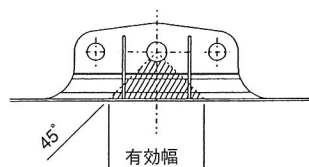


図 6 ハンガー一定着部の応力検討

- ① ピンプレート基部の応力度で、西田式による簡易計算ではピンプレートのみ有効と考え応力を算定している一方で、FEM解析による応力は面外補強リブも抵抗断面になっていることから、若干応力度に差が見られる。
- ② ピンプレート基部の応力度で、ピンプレート終端のフィレット部では応力集中がみられず、フィレットの効果が確認できた。
- ③ 面外補強リブ基部の応力で、FEM解析結果では面外補強リブ終端での応力集中がみられ、簡易計算に比べて応力に差が生じているものの、許容応力度を超過することはない。
- ④ スカラップ部の応力度で、暴風時の発生応力が鋼床版縦リブ貫通部で許容値を超過する結果となっている。しかしながら、計算上の応力が降伏点を超えた場合でも、応力の再分配などによって実際の材料の降伏は生じないことが考えられるため、材質・板厚のUPは行わないものとした。

なお、断面欠損による応力集中部での疲労に対しては、常時の活荷重によって発生する応力が、最大発生応力の約20%となっていることから、応力変動範囲が小さく、問題ないことを確認した。なお疲労の照査は、繰り返し頻度の少ない暴風時では行わないものとした。

(2) ピンプレートの芯ずれの影響

前述のFEM解析結果より、ピンプレートとその控え材であるサイドウェブとが3 mm芯ずれしている場合でも特に問題とはならない。芯ずれの影響が顕著に現れるピンプレート基部の鋼床版部分の板曲げは、曲げモーメント換算で13%増加するものの、許容値内におさまっており問題ないことを確認した。実際の製作にあたっては、

確認方法の精度等を考え、芯ずれを 2 mm 以内におさめるものとした。

(3) ハンガー定着部の使用鋼材

本橋のハンガーのピンプレートは、板厚 $t=116\text{ mm}$ と厚く、ピンプレート基部では板厚を 20 mm まで切削加工後、板厚中心部をデッキプレートに溶接するという特殊な条件下で、高い強度が要求される。板厚中心部での強度を期待する場合にはJISの規定を適用できないため、鋼材仕様を別途定めて対処した。

またハンガー定着部のデッキプレートは、板厚が10 mmと薄く、ピンプレートとサイドウェブにはさまれた構造となっており、板厚方向の強度に十分配慮し、耐ラメラ材の使用を検討した。しかしながら、板厚が薄いためJIS規定では耐ラメラ材とすることができないため、鋼材成分中のS量を、Z25相当の絞り値 ϕZ が得られる、0.008%以下に抑えた鋼材（SM400ベース）を使用することにした。

6. あとがき

本橋の補剛桁実施設計は、ハンガー定着部など既往の長大吊橋にはない構造であるがために、さまざまな技術的検討を行い、受注後約1年で補剛桁の製作に着手するに至った。

1998年9月現在、本橋は無事竣工を迎え、1999年春の開通を待つばかりとなっている。

最後に、本工事にあたりご指導を賜った本州四国連絡橋公団第三建設局今治工事事務所の方々をはじめ第一大橋を共同で設計した川重・栗本JV、第二・第三大橋の各JVおよび、関係各位に、深く感謝の意を表す次第である。

参考文献

- 1) 鋼上部構造委員会報告書：本州四国連絡橋公団・(財) 海洋架橋調査会，平成7年3月。
- 2) 鋼上部構造にFEM解析を適用するためのガイドライン（案），本州四国連絡橋公団，1993年9月。

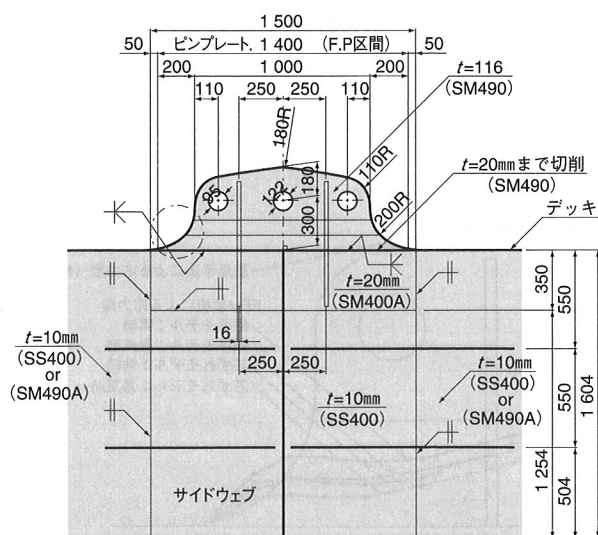


図7 ピンプレート部の構造詳細