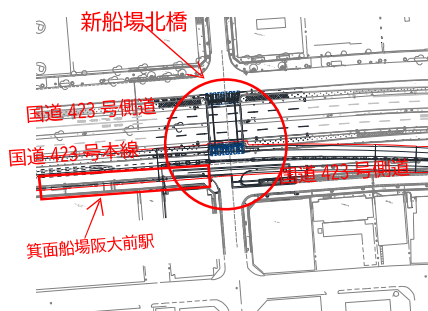


2. 新船場北橋橋台仮受

(狭所での橋台掘削方法と函体構築中の橋台の仮受方法の確定)

(1) 工事概要

箕面船場阪大前駅の北側に位置する新船場北橋（市道船場中央線）は、昭和44年(1969年)に供用開始し50年以上が経過している橋梁で、桁の下には国道423号（新御堂筋）の本線北行2車線、南行2車線が通っています(図2.2.1)。本工事では、新船場北橋東側橋台の直下を掘削し函体を構築するため、当該橋台を仮受する必要があります。



フリガナ	シンセンバキタシ	管轄	大阪府	路線	路上 (箕面)市道船場中央線		路下 国道423号	
					調査年	H26	調査年	H26
所在地	自	至	池田土木事務所	交通量	9,859	台	44,968	台
	箕面市船場西				24時間合計		24時間合計	
供用開始日	1969年	橋長	23.9	活荷重・等級	TL-20 (S31)	等橋	適用示方書 昭和39年道示	
上部構造形式	ポストT桁		幅員	全幅員(m)	16.7m	備考	交通量調査データ：北大阪急行線延伸計画に伴う交通量調査委託(その2)	
下部構造形式	控え壁式橋台、既設PC杭基礎		員	有効幅員(m)	16.0m			

図 2.2.1 新船場北橋 位置図・写真・構造諸元

(2) 課題

仮受け構造部は、約518トもある既設橋台を残したまま、その下部に函体を構築するための仮設構造物となります(表2.2.1)。鉄道函体施工期間中の新船場北橋東側橋台の仮受工（アンダーピニング）では、鉄道函体の施工に影響を与えず、かつ、市道船場中央線では24時間で約10,000台もの多くの交通量があることから、側道の切り廻し等での交通阻害にならないために、どのような掘削方法及び仮受方法を採用するかが課題となりました。

表 2.2.1 新船場北橋橋台諸元・杭諸元

橋台諸元	杭諸元
高さ：8033 (mm)、底版寸法：W16700×D6000 (mm)、重量：約518ト、構造形式：控え壁式（背面側7枚・前面側2枚）	杭種：PC杭、形状寸法：φ=400、L=8000 斜杭8本×1列（θ=15°）、 直杭6本×2列、計20本

(3) 検討内容

掘削方法では、橋台下部掘削は狭所での施工となるため、橋台下部を部分的に掘削し、掘削完了箇所へ仮受架構を設置する「導坑掘削手法」と「橋台下部を全面開放する手法」の比較検討を行いました。また、仮受方法では、橋台受部の応力度照査を行い、「橋台つま先部」と「橋台かかと部」について、底版端部がピン支持された最も厳しい状態を設定して検討を行いました。

A. 掘削方法の検討

橋台東側から掘削する「導坑掘削手法」と「橋台下部を全面開放する手法（一括掘削）」を比較し、導坑掘削では、施工能力から橋台下部の開放期間が長くなる等のため、既設構造物（既設杭・橋台等）への影響期間を短縮できる「橋台下部を全面開放する手法」

を前提として、既設杭の支持力照査、応力低減、分割数を検討しました(表 2.2.2、図 2.2.2)。

表 2.2.2 掘削方法 比較検討表

	導坑掘削手法 (部分開放)	橋台下部を全面開放する手法(全面開放)
施工概要	橋台東側から人力にて切り崩しを行い、ベルトコンベアーにて排土する。	橋台南北方向から掘削機械による一括掘削で切崩しを行い排土する。(機械掘削)
検討結果	人力掘削による施工能力から橋台下部の開放期間が長くなり、安全のために導坑毎に掘削が必要となり、仮受鋼材設置、応力導入が必要となる(橋台底版よりの掘削深さを 1.5m と想定)。仮受鋼材の設置も導坑内の限られた範囲での施工となり施工性に課題がある。	下部掘削を迅速に終わることで既設構造物への影響期間を短縮できる。また、仮受鋼材の作業空間を広く取れることで、安全性・施工性に優れる。

(ア)既設杭の支持力の照査

既設杭の周辺摩擦が 2.5m の掘削によって減じられるので、当該条件において既設橋台が杭基礎構造として成り立つのかを検討し、支点反力は、西側の杭列が一番大きいため、それと杭自重を考慮して、支持力と比較検討しました。

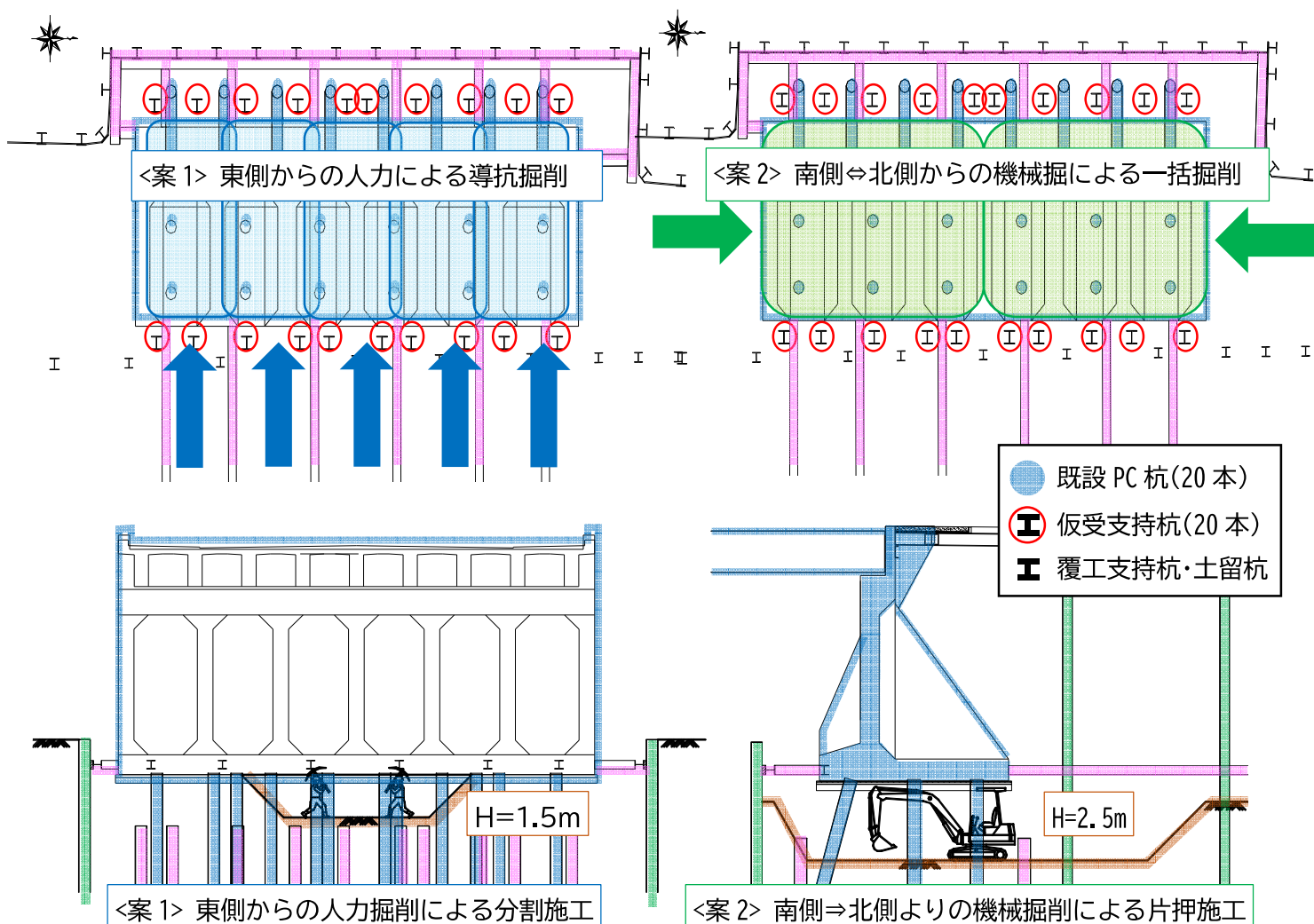


図 2.2.2 掘削方法の比較検討

$$\begin{aligned}
 \text{最大軸力(kN/本)} &= \text{自重} + \text{支点反力} \\
 &= 15.82 + 723.2 = 739.02 \\
 \text{極限支持力(kN/本)} &= \frac{\text{先端支持力} + \text{周面摩擦力}}{\text{安全率}} \\
 &= \frac{(qdA + \sum Ulf)}{n} = \frac{1,512 + 685.1}{2} \\
 &= 1,098.5 \\
 \text{極限支持力} &= 1,098.5 > \text{最大軸力} = 739.02
 \end{aligned}$$

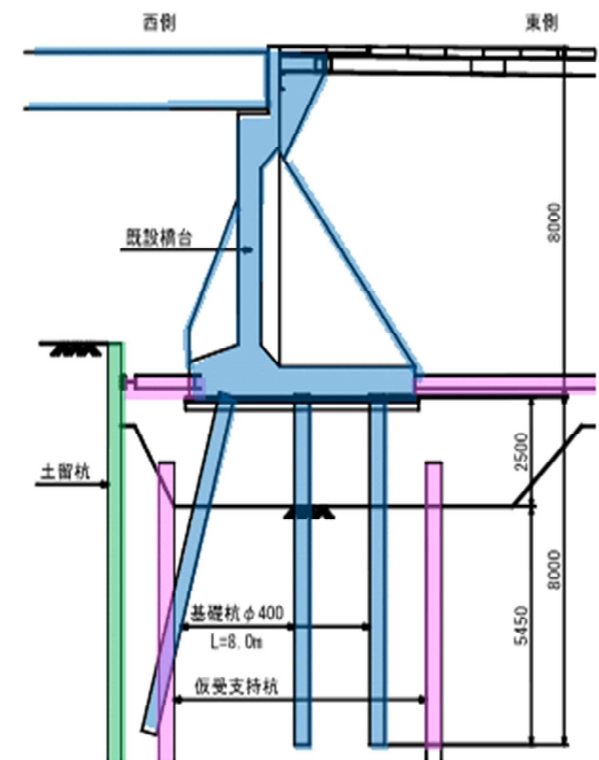


図 2.2.3 橋台部詳細図

既設杭の支持力照査では、橋台下部を2.5m（機械高さ）掘削しても、支持力が支持反力を超えないことが判明しました（図 2.2.3）。ただし、事前現場調査にて、既設杭の健全性（想定/support力が条件どおり発揮されているか）を確認しながら施工し、健全であった場合でも、分割掘削、例えば、南側方向から掘削⇒一旦仮受け⇒北側方向から掘削を行うなど、結果に応じて施工までに分割施工の詳細を決定していくこととしました。

（イ）水平力作用時の既設杭への応力低減の検討

底版下掘削では、杭の水平方向を拘束する地盤を取り除くため、地震時には杭頭変位が発生します。そこで、橋台底版の橋軸方向及び橋軸直交方向に水平支保工を設置し、杭頭変位抑制を図りました（図 2.2.4）。設計水平震度 0.2 作用時の最大杭頭変位は 3.4mm、変位時の既設杭の応力照査では、圧縮応力が許容応力を下回ることを確認できました。

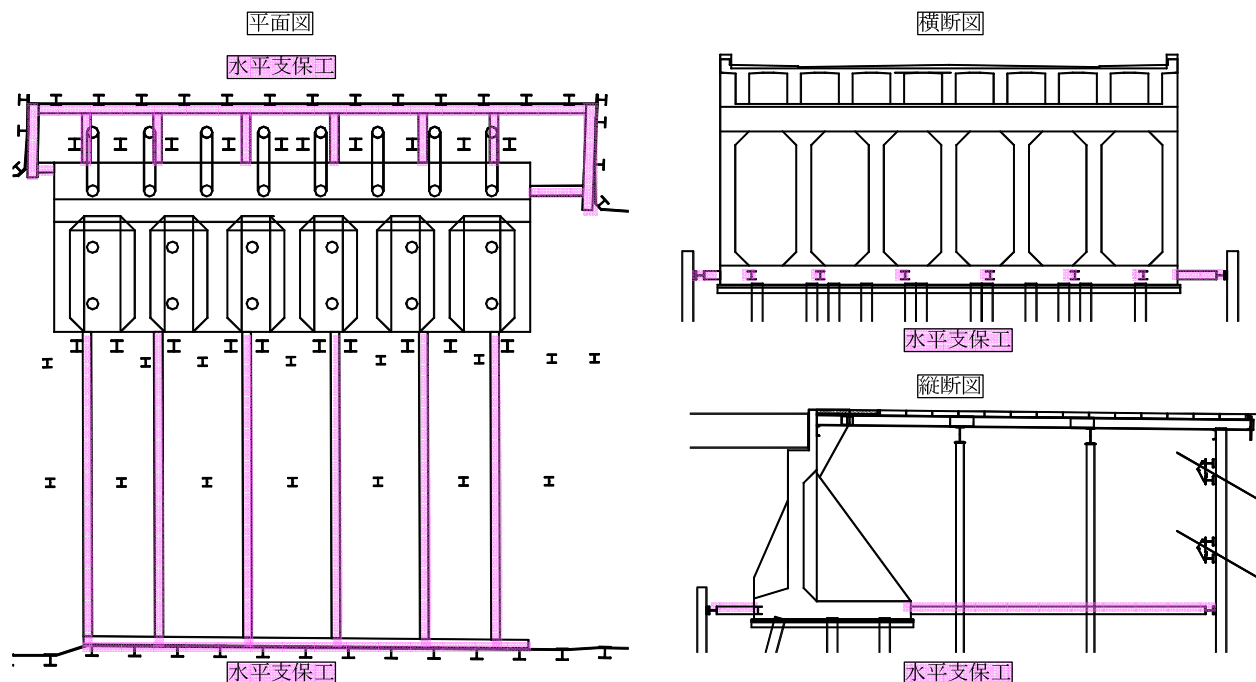


図 2.2.4 支保工配置図

(ウ) 分割数の検討

機械掘削による一括掘削を採用し、施工分割数は、非破壊検査を以下のフローに基づき実施した上で決定しました(図 2.2.5)。橋台下部掘削を開始するにあたり既設杭の健全性を事前に確認するため非破壊検査を実施しました。非破壊検査結果では、杭長(設計長)を満たす杭はなく、支持力計算上、最大軸力を上回る杭長 4 m 以上を満たす杭は 1 本/No5 のみ。No13 は反射波を検知できませんでした。また、既設杭 No18, 19, 20 の目視確認では、杭長が設計長以下かつ、計画掘削深さ以下であることが確認され、既設杭の支持力は期待できないことが判明しました。よって、施工計画における施工分割数を「8 分割」へ変更し、各ステップの掘削幅を縮小、掘削ステップ毎に都度仮受することで、不等沈下のリスクの最小化を図ることにしました。

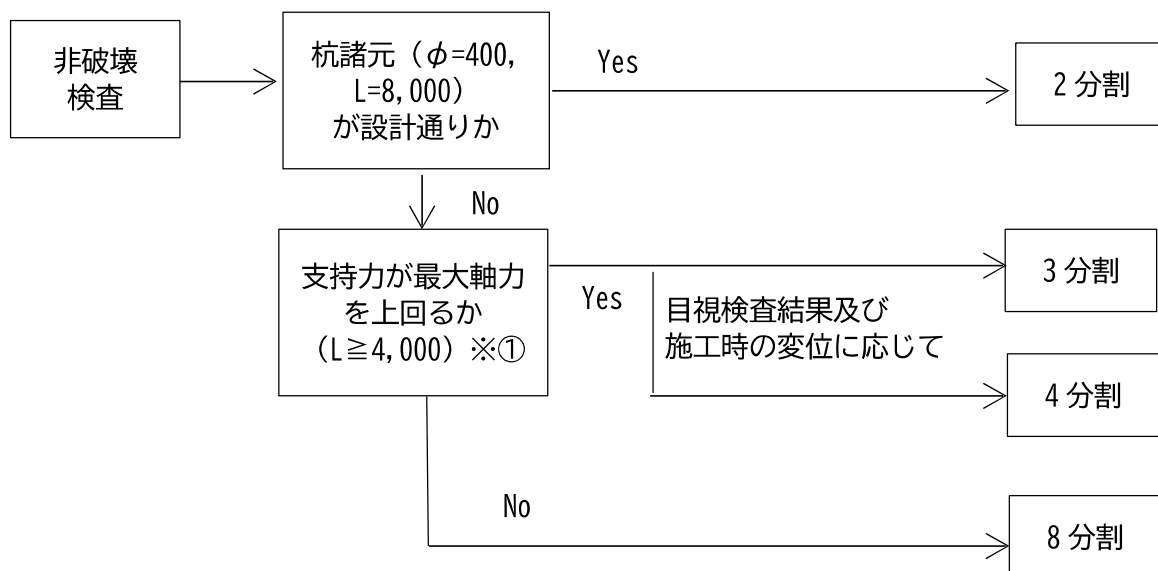


図 2.2.5 掘削時 分割数決定フロー

杭長判断基準(※①)については、杭長が 4.0m と判断された場合の極限鉛直支持力は 825.1kN/本となり、最大軸力 765.0kN/本を上回る(108%)ことから、4.0m 以上あれば支持力を見込んだ施工計画となると判断しました。

イ. 仮受方法の検討

(ア) 橋台受部の応力度照査の検討

橋台受部（底版）の応力度照査を行い、「橋台つま先部」と「橋台かかと部」について、底版の剛性が仮受桁に比べて大きいため、下記のように底版端部がピン支持された最も厳しい状態を設定しました。

「橋台つま先部」については、橋軸方向底版モデルを用いて照査し、許容応力度内にあることを確認しました(図 2.2.6)。「橋台かかと部」については、控え壁に底版が支持されており、橋軸直角方向が主筋方向となるため、控え壁を支点とした「両端固定梁」として照査し、許容応力度内にあることを確認しました(図 2.2.7)。なお、これらにかかる荷重条件は、支持力計算で使用した底版反力度を、単位奥行きあたりに換算し使用しました。また、8 分割として各ステップの掘削幅を縮小し、掘削ステップ毎に都度仮受することで、不等沈下のリスクを最小化しました(図 2.2.8)。

① 橋台つま先部での照査

＜橋軸方向 底版モデル＞ 奥行き 1m あたりでモデル化

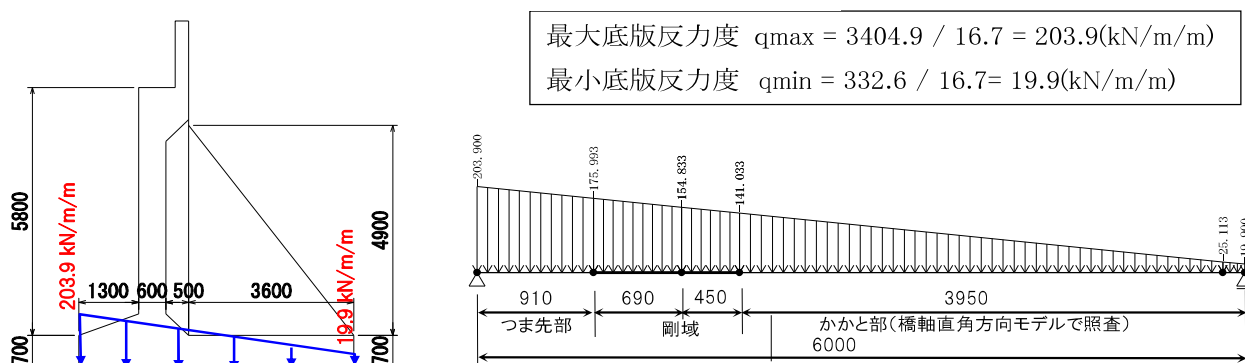


図 2.2.6 8 分割掘削時 断面図

【照査結果】

コンクリート $\sigma_{ck}=21.0(\text{N/mm}^2)$ 、鉄筋 SD295、許容応力度割増率 1.25

上側主筋 D19@300・下側主筋 D19@150

発生断面力 308.6(kN・m)

コンクリート圧縮応力 $3.256(\text{N/mm}^2) < \text{許容応力 } 8.750(\text{N/mm}^2)$

引張鉄筋応力 $167.706(\text{N/mm}^2) < \text{許容応力 } 225.000(\text{N/mm}^2)$

②橋台かかと部での照査

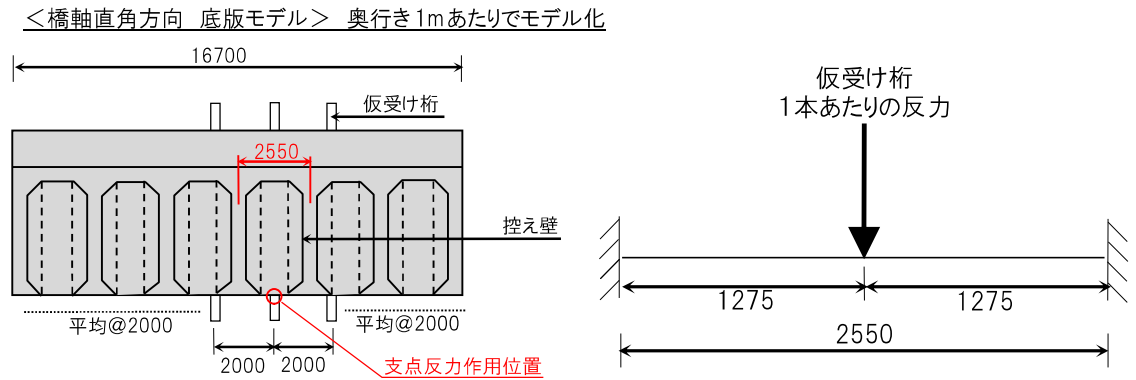


図 2.2.7 橋台かかと部モデル図

【照査結果】

コンクリート $\sigma_{ck}=21.0(\text{N/mm}^2)$ 、鉄筋 SD295、許容応力度割増率 1.25

上側主筋 D22@250・下側主筋 D22@250

発生断面力 155.4(kN・m)

コンクリート圧縮応力	3.248(N/mm ²)	<	許容応力 8.750(N/mm ²)
引張鉄筋応力	170.551(N/mm ²)	<	許容応力 225.000(N/mm ²)

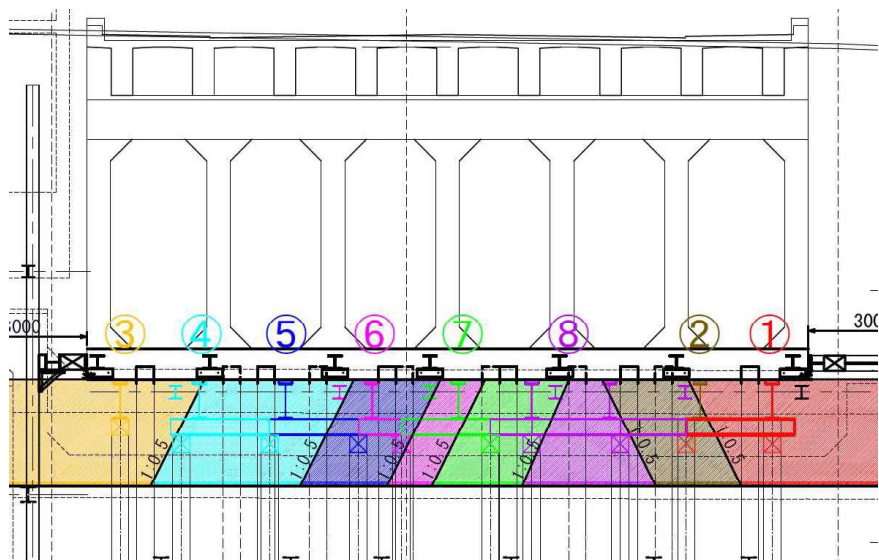
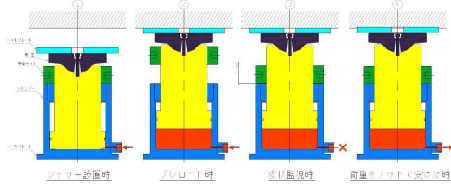
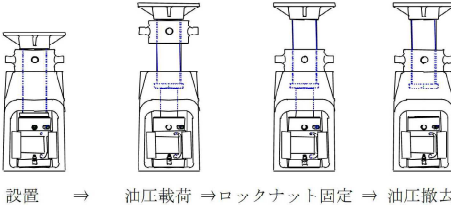
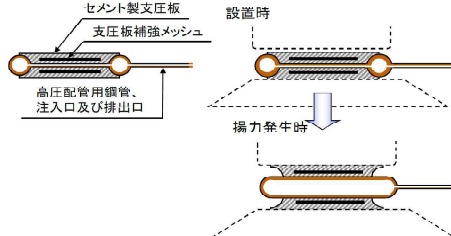


図 2.2.8 掘削順序図

(イ) 使用ジャッキの選定

仮受け構造部の施工の流れとしては、仮受け杭を打ち込んだ後、橋台の下側に仮受け桁が入る隙間分だけ土を取り除き、仮受け桁を設置します。その際、仮受け桁と仮受け杭の間では、本工事に於いては、複数の各支点における軸力が異なると考えられるため「一体型ジャッキ」を使用しました(表 2.2.3)。同ジャッキは各支点の異なる荷重を同時載荷・一元管理でき、オーバープレロードや荷重の不均一性を抑制でき、橋台底版に相対変位を生じさせにくいメリットがあり、20の支点を同時管理する本工事では最も適したジャッキであると判断しました。一体型ジャッキを支持杭上に設置し、仮受け桁と底版下の空間にはモルタル間詰めによって荷重を受け持たせることとしました。

表 2.2.3 使用ジャッキ選定表

	概要	写真	作動図
一体型ジャッキ	油圧式ジャッキと機械式ジャッキの機能を兼ね備え、水平耐力を有するアンダーピニング用の特殊ジャッキである。プレロード後にナットを締付け、機械的に固定して油圧を除荷する。盛替完了後調整可能。		
分離型ジャッキ	外側の機械式ジャッキ内に汎用型油圧式ジャッキを設置し、所定のプレロードを行ない、機械式ジャッキのねじ機構により受替を行なう。油圧式ジャッキは除荷した後、撤去する。盛替完了後調整可能。		
フラットジャッキ	高さが 30mm 程度のため、非常に高さの制限が厳しい場合に適用される。プレロードは水圧で行ない、いったん置換え材で受替えた後、ジャッキには樹脂を注入して硬化させる。硬化後は調整不可。		

ジャッキ容量は、橋台の橋軸方向非対称性を考慮して、算出した支点反力を反映させて選定しました(図 2.2.9)。また、仮受専用の油圧式ジャッキを用いるため、軸力変動係数は 1.2 を用いることとしました。

西側ジャッキ；

$$819.1(\text{kN}) \times 1.2 = 982.9 \rightarrow 1,000(\text{kN})$$

東側ジャッキ；

$$538.5(\text{kN}) \times 1.2 = 646.2 \rightarrow 1,000(\text{kN})$$

検討の結果、1,000kN ジャッキ 20 台を各仮受支持杭上に配置し、仮受け桁と底版下の間に設置可能なフラットジャッキなどは用いず、単一種のジャッキによる応力導入を行うことで複雑な制御を回避し、安全に仮受けを施工できると判断しました。

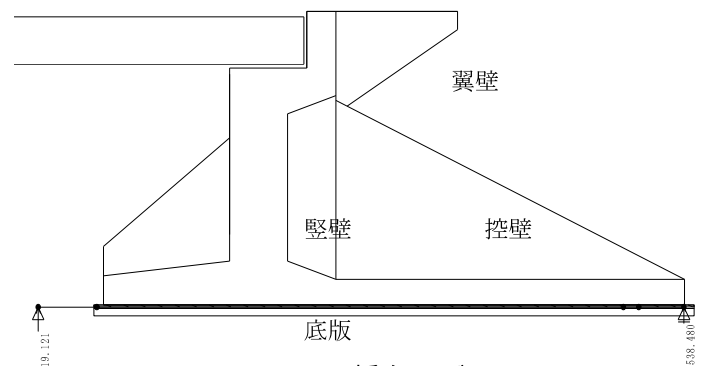


図 2.2.9 橋台モデル図

西側
R= 819.1(kN)

東側
R= 538.5(kN)

(ウ) 仮受桁と橋台底版の固定

仮受時の地震時水平力へは、掘削時の桁受が橋軸方向に対応できました。橋軸直交方向へは、仮受桁 9 本と橋台底版をアンカーボルトで固定し、橋軸直角方向の地震時水平力を「仮受け支持杭」と「橋台水平支保工」に負担させることで更なる健全性を確保しました(図 2.2.10～2.2.11)。

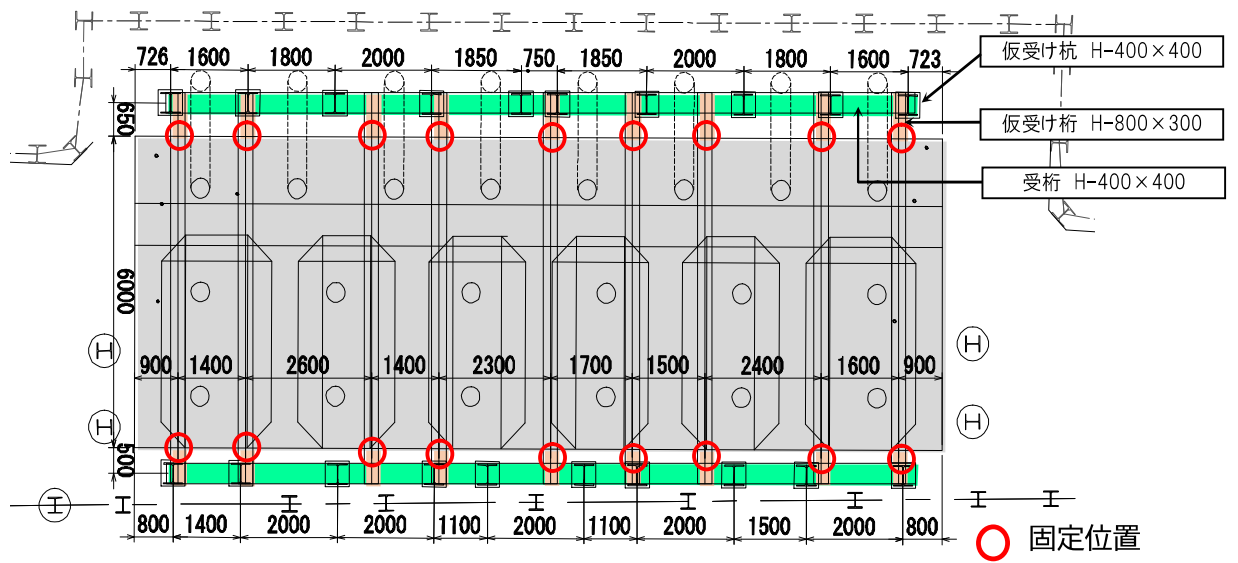


図 2.2.10 仮受桁と橋台底版の固定図

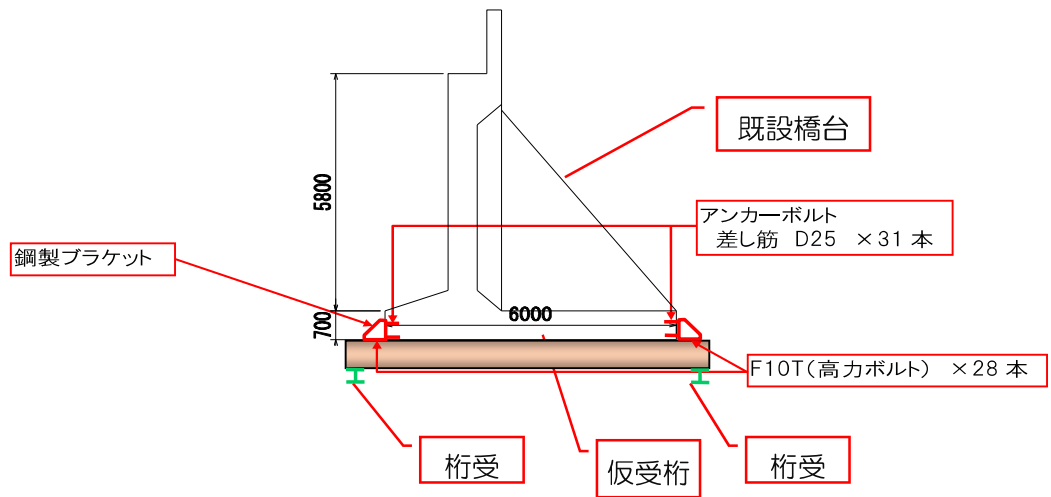


図 2.2.11 橋台仮受図

(工) 計測計画

国道 423 号（新御堂筋）は大阪府内で重要な主要幹線道路であり、この路線を横断する市道においても生活道路として重要な機能を要しています。当工区の仮受工施工によって、この道路及び当該橋梁の機能を損なってはならないため、施工管理値を定め計測管理を行いました。

「水平変位」については、道路橋示方書（「設計の基本」節）における許容変位によると伸縮装置や支承により管理値を算定することとなっており、基礎幅が 5 ㍴を越え、杭径が 1.5 ㍴以下の杭基礎においては、過去の実績を考慮して 15mm を採用することとしました。「垂直変位」については、道路橋示方書に明確な記載はないため道路管理者と協議し決定しました。計測管理においては、鉛直・水平方向における計測管理を行うため、3 次元座標を特定できるトータルステーションによる計測により管理しました。計測位置は橋台堅壁 4 点とし、橋梁上の市道での路面レベルについても計測（レベル計測）を行い、走行性の維持及び東西間での傾斜の確認を行いました（図 2.2.12）。

a. 絶対変位計測計画

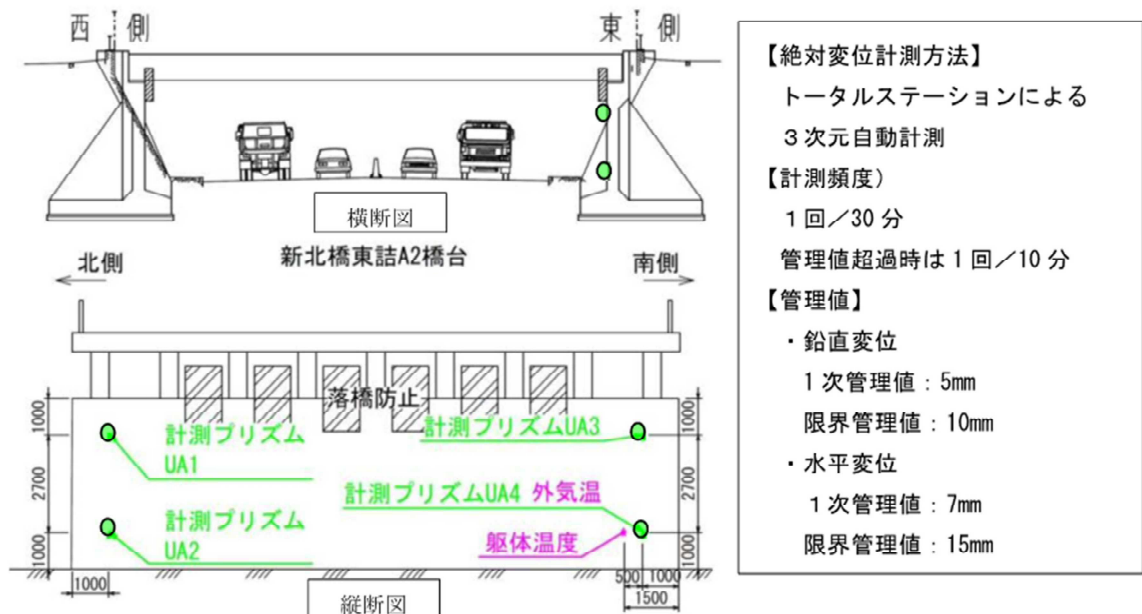


図 2.2.12 計測概要図

b. 相対変位計測計画

※2 次管理値と限界管理値の考え方

底版の剛性が仮受桁に比べて大きいので、端部がピン支持された最も厳しい状態を想定して、『引張鉄筋応力が許容応力に達する時の底版のたわみ量を限界管理値、計算値に達する際の底版のたわみ量を 2 次管理値』に設定しました（図 2.2.13）。

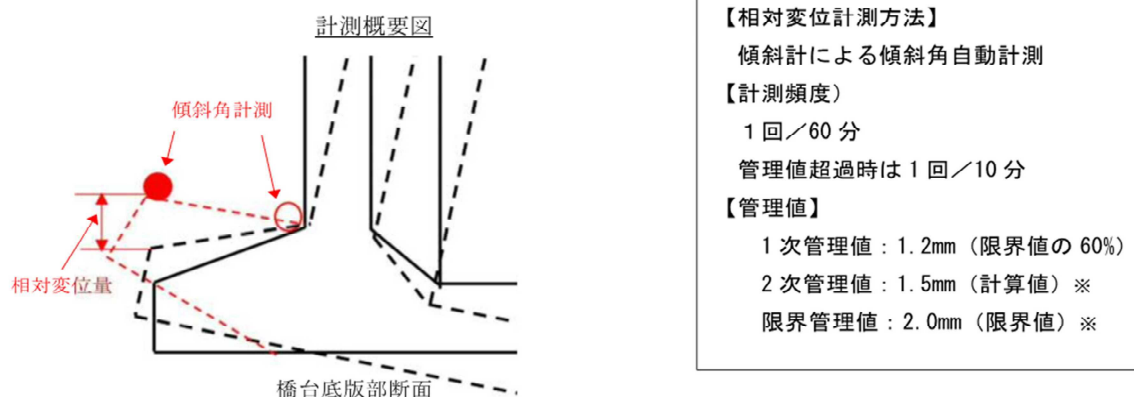


図 2.2.13 かかと部 計測概要図

ウ.実挙動に基づく施工計画の再検討

橋台下部の北端から1.8m掘り進んだところ、橋台の絶対変位測定において橋台の北側で沈下、南側で隆起が発生しました。この時の鉛直変位量が計算値を超過していたため、実際の沈下量をもとにフィッティング解析を行い、施工計画の再検討を行いました。

変更点としては、片側の変位が偏らないよう掘削順序を南北交互とし、掘削時の法面勾配を「1:0.5」から「1:0.1」へ変更し、掘削幅を最小化する施工計画に見直しました。フィッティング解析で得られた条件で再解析を行い、鉛直変位が初期値から±5mm（鉛直方向の1次管理値）を越えないことを確認しました。

(4) 施工

新船場北橋の橋台下部掘削は、掘削ステップを8分割としその都度仮受工（アンダーピニング工）を行うことで、不等沈下のリスクを最小化しながら施工しました。掘削完了後は、駅部及び線路部に分割し、基礎工、防水工、躯体コンクリート工と土留め支保工、盛替支保工設置を順次行いながら、ブロック毎に躯体を構築していきました。各施工ステップ間での変位は、解析値に近い値、若しくは解析値以内の変位量で推移し、管理値内の変位で収めることができました。また、新船場北橋上の市道部においても、異常な変位や西側への影響はありませんでした。

橋台による鉛直荷重を駅舎構造物で均等に受けるため、駅舎構造物上床版と橋台との間（H=2000mm）に台座コンクリートを設置するとともに、駅舎構造物上床に突起コンクリート（せん断キー）を設けることで、水平支持力を発揮させました。なお、台座コンクリートは閉塞した空間となり普通コンクリートでは、十分な締め固め作業ができず充填不良の発生が懸念されましたので、自己充填性を有する高流動コンクリートを使用しました。高流動コンクリートは、本工事に試し練りを行い、以下の配合にて施工を行いました。

粗骨材の最大寸法 (mm)	自己充填性のランク	W/C (%)	水粉体容積比	空気量 (%)	単位粗骨材絶対容積 (m³/m³)	単位量 (kg/m³)							
						水 W	セメント C	混和材 1) F	細骨材 S	粗骨材 G	混和剤		
											高性能 AE 減水剤 2)	増粘剤	その他の混和剤
20	2	47.0	1.05	4.5	0.307	175	372	130	247	823	5.02	—	—

1)ネオフロー250(石灰石微粉末)

2)マスターグレニウム 6500

※ 上記配合は W/C=47%であり、設計基準強度の 24N/mm² を満足する。

【計測結果】

a. 絶対変位

仮受中の鉛直・水平変位（南北変位・東西変位）ともに計測管理・応力調整しながら、1次管理値内の変位に収めることができました(表 2.2.4)。

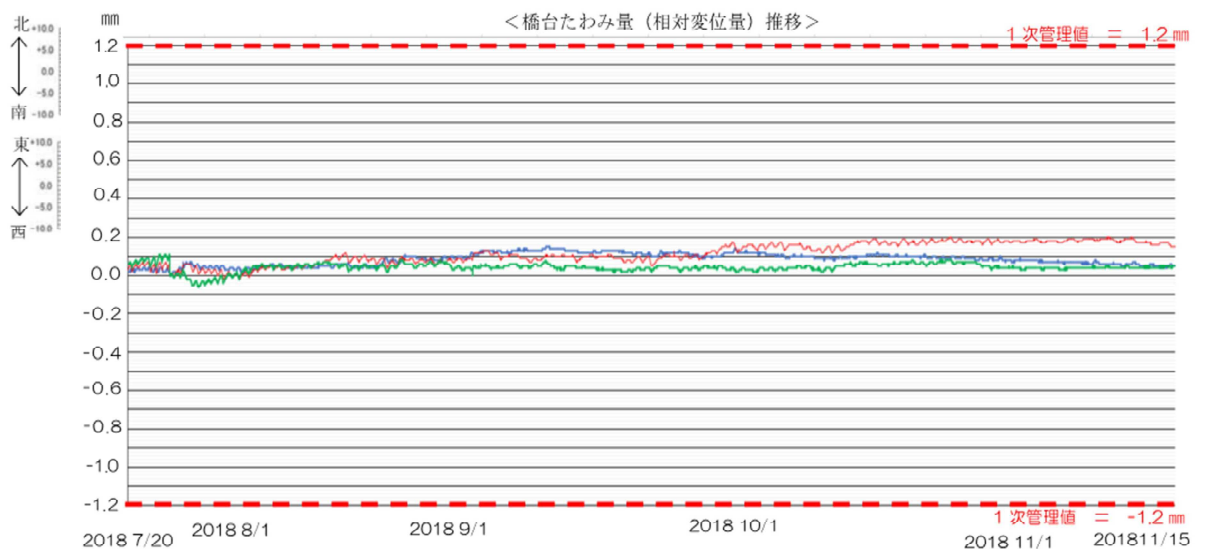
表 2.2.4 鉛直・水平変位量推移



b. 相対変位

橋台つま先部のたわみ量を橋台下部掘削開始時から計測した結果、1次管理値内で施工となりました(表 2.2.5)。(計算値：1.2mm、限界変位量：1.5mm、計測頻度 1 回/60 分)

表 2.2.5 橋台たわみ量推移



(5) まとめ

開削工事における既設構造物の仮受工では、本体構造物に影響を与えず、側道の切り廻し等での交通阻害にならないためにその施工方法をどのように行うか等の課題がありました。掘削方法では、分割施工により各ステップの掘削幅を縮小化し、掘削ステップ毎の仮受による不等沈下リスクの最小化を図りました。仮受工施工時には、既設構造物の変位計測により影響がないことを確認しました。