

橋台部ジョイントレス構造の設計法に関する

共同研究報告書（その3）

平成 24 年 3 月

独立行政法人 土木研究所
鋼管杭・鋼矢板技術協会
社団法人 プレストレスト・コンクリート建設業協会
社団法人 日本橋梁建設協会
社団法人 建設コンサルタンツ協会

Copyright © (2012) by P.W.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Chief Executive of P.W.R.I.

この報告書は、独立行政法人土木研究所理事長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複製は、独立行政法人土木研究所理事長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

橋台部ジョイントレス構造の設計法に関する 共同研究報告書 (その 3)

| | | |
|---|---------|--------|
| (独) 土木研究所 構造物メンテナンス研究センター 橋梁構造研究グループ | 上席研究員 | 中谷 昌一 |
| (独) 土木研究所 構造物メンテナンス研究センター 橋梁構造研究グループ | 総括主任研究員 | 七澤 利明 |
| (独) 土木研究所 構造物メンテナンス研究センター 橋梁構造研究グループ | 主任研究員 | 白戸 真大 |
| (独) 土木研究所 構造物メンテナンス研究センター 橋梁構造研究グループ | 研究員 | 宮田 弘和 |
| (独) 土木研究所 構造物メンテナンス研究センター 橋梁構造研究グループ | 研究員 | 河野 哲也 |
| (独) 土木研究所 構造物メンテナンス研究センター 橋梁構造研究グループ | 交流研究員 | 小林 篤司 |
| (独) 土木研究所 構造物メンテナンス研究センター 橋梁構造研究グループ | 交流研究員 | 横幕 清 |
| (独) 土木研究所 構造物メンテナンス研究センター 橋梁構造研究グループ | 交流研究員 | 木村 真也 |
| 鋼管杭・鋼矢板技術協会 技術委員 | | 平田 尚 |
| 鋼管杭・鋼矢板技術協会 技術委員 | | 昇 健次 |
| 鋼管杭・鋼矢板技術協会 技術委員 | | 大久保 浩弥 |
| 鋼管杭・鋼矢板技術協会 技術委員 | | 西山 輝樹 |
| 鋼管杭・鋼矢板技術協会 技術委員 | | 鈴木 崇 |
| 鋼管杭・鋼矢板技術協会 技術委員 | | 槇野 健 |
| 鋼管杭・鋼矢板技術協会 技術委員 | | 市川 和臣 |
| 鋼管杭・鋼矢板技術協会 技術委員 | | 日下 裕貴 |
| (社) プレストレスト・コンクリート建設業協会 技術部会 | | 大澤 浩二 |
| (社) プレストレスト・コンクリート建設業協会 技術部会 | | 西垣 義彦 |
| (社) プレストレスト・コンクリート建設業協会 技術部会 | | 中橋 一壽 |
| (社) プレストレスト・コンクリート建設業協会 技術部会 | | 中村 定明 |
| (社) プレストレスト・コンクリート建設業協会 技術部会 | | 平 喜彦 |
| (社) 日本橋梁建設協会 技術委員会 設計小委員長 | | 尾下 里治 |
| (社) 日本橋梁建設協会 技術委員会 設計小委員会 構造技術部会員 | | 酒井 克巳 |
| (社) 日本橋梁建設協会 技術委員会 設計小委員会 構造技術部会員 | | 近藤 俊行 |
| (社) 日本橋梁建設協会 技術委員会 設計小委員会 構造技術部会員 | | 大柳 英之 |
| (社) 日本橋梁建設協会 技術委員会 設計小委員会 構造技術部会員 | | 宮森 雅之 |
| (社) 日本橋梁建設協会 技術委員会 設計小委員会 構造技術部会員 | | 井上 寛 |
| (社) 建設コンサルタンツ協会 本部 技術部会 技術委員会 道路構造物専門委員会員 | | 野本 克己 |
| (社) 建設コンサルタンツ協会 本部 技術部会 技術委員会 道路構造物専門委員会員 | | 針谷 清久 |
| (社) 建設コンサルタンツ協会 関東支部 技術委員会 道路構造物専門委員長 | | 松田 一史 |

要 旨

本研究は、道路橋のコスト低減や維持管理の軽減に資すると考えられる橋台部ジョイントレス構造（特に、インテグラルアバット橋）の普及を目指し、その適用範囲や技術的な留意点を明確にして、設計法に関するマニュアルを作成することを目的としている。

平成 20 年度は、インテグラルアバット橋の水平支持を分担する橋梁アプローチ構造のレベル 2 地震時に対する応答を検討し、液状化が生じる恐れがある場合の適用条件を検討した。次に、液状化に起因する流動化が生じる場合の作用モデルを提案し、その適用性の検証を行った。最後に、これまでの成果を設計・施工ガイドライン（案）としてまとめた。

キーワード：インテグラルアバット橋、橋梁アプローチ構造

目 次

| | |
|--|----------|
| 1. 研究概要 | 1 |
| 1.1 研究の背景と目的 | 1 |
| 1.2 研究の流れと体制 | 1 |
| 1.2.1 研究の流れ | 1 |
| 1.2.2 平成 18～19 年度の検討内容 | 3 |
| 1.2.3 研究体制 | 5 |
| 1.3 用語の定義 | 5 |
| 1.4 報告書の構成 | 6 |
| | |
| 2. 設計上の留意事項の整理 | 7 |
| 2.1 検討概要 | 7 |
| 2.2 単列杭基礎の許容塑性率 | 7 |
| 2.3 流動化の提案モデルの検証解析 | 11 |
| 2.4 大規模地震時における橋梁アプローチ構造の応答 | 17 |
| 2.4.1 検討概要 | 17 |
| 2.4.2 被災事例からの沈下量の把握 | 18 |
| 2.4.3 数値解析による応答の把握 | 22 |
| 2.4.4 まとめ | 41 |
| 2.5 漸増解析によるレベル 2 地震時の解析モデルと照査法の整理とその試算 | 43 |
| 2.5.1 検討概要 | 43 |
| 2.5.2 漸増解析による解析モデルと照査方法 | 43 |
| 2.5.3 解析モデルの試算 | 52 |
| 2.6 水平地盤抵抗のモデル化による上部構造への影響 | 56 |
| 2.6.1 水平地盤抵抗の物性のばらつきによる影響 | 56 |
| 2.6.2 常時設計における水平地盤抵抗のモデル化による影響 | 61 |
| 2.7 上部構造と橋台の接合部の耐久性および耐荷性に関する整理 | 64 |
| 2.7.1 2.7.1 孔あき鋼ジベルの設計せん断耐力照査 | 64 |
| 2.7.2 耐久性を考慮した接合部の構造細目 | 66 |
| 2.8 踏掛版と橋台堅壁との接続方法の整理 | 70 |

| | |
|--------------|----|
| 3. まとめ | 72 |
|--------------|----|

| | |
|--------------|----|
| 4. 参考文献..... | 73 |
|--------------|----|

参 考 資 料

| | |
|--|------|
| 1. 上・下部構造接合部の構造例及び設計例の紹介 | 参-1 |
| 2. PC 上部構造の施工順序の例..... | 参-10 |
| 3. 橋台部ジョイントレス構造の設計で用いる橋台背面土の土圧の考え方 | 参-12 |
| 4. 橋台壁及び橋台壁・杭基礎接合部の設計 | 参-15 |
| 5. 橋台部ジョイントレス構造の形式検討の選定フロー | 参-36 |
| 6. 液状化地盤上にインテグラルアバット構造を設ける場合の設計法の検討.... | 参-37 |
| 7. 複数の径間を有するインテグラルアバット構造に対する レベル 2 地震時の設計における解析モデルの提案 | 参-46 |
| 8. インテグラルアバット構造の耐震性能照査 | 参-48 |

インテグラルアバット構造の設計・施工ガイドライン（案）

1. 研究概要

1.1 研究の背景と目的

道路橋に関して、初期建設コストだけでなく、維持管理コストの低減が謳われて久しい。橋梁の橋台部の損傷は、支承や伸縮装置付近において多く発生しており、これらが維持管理上の課題となっている¹⁾。また、中小規模の橋梁では、橋梁全体コストに占める支承や伸縮装置の割合は相対的に高く、これらの省略すなわち、橋台部のジョイントレス化は建設および維持管理コストの低減と維持管理作業の軽減に対しても有効である。一方、伸縮装置や支承を省略することにより、温度変化による桁の伸縮に追随する機能が失われるため、なんらかの方法でその機能を代替する必要がある。

欧米では、桁の伸縮に追随する機能を橋台杭基礎が柔軟に変形することにより確保し、橋台部をジョイントレス構造としたインテグラルアバット橋 (Integral Abutment Bridge) が普及している。特に、米国では 1930 年頃に開発され、現在までに約 2 万橋の実績がある²⁾。

日本では、10 年程前に旧日本道路公団にて導入の検討がなされ、15 橋程度の実績がある³⁾。しかし、設計法が体系的に整備されておらず、橋台背面舗装の損傷といった維持管理上の課題が生じた等の理由により、現在まで広く普及するに至っていない。

本研究は、橋梁のライフサイクルコストの低減に有効と考えられる橋台部のジョイントレス構造 (特に、インテグラルアバット橋) の普及を目指し、その適用範囲や技術的な留意点を明確にして、設計法を体系的にまとめたマニュアルを作成することを目的とする。

1.2 研究の流れと体制

1.2.1 研究の流れ

本共同研究は、当初は平成 18 年度～平成 20 年度の 3 カ年で実施する計画であったが、橋台部ジョイントレス構造 (特に、インテグラルアバット橋) の普及に向け、設計マニュアルを適用した設計例を作成することとし、平成 21 年度まで延長することとした。

研究の流れは以下の通りである (表 1.1 参照)。

(1) 構造分類と適用条件の検討

橋台部ジョイントレス構造に類する以下の構造物に関して、現状の適用条件・設計法について整理を行う。その際、米国のインテグラルアバット橋に関しても調査を行う。

- 1) インテグラルアバット橋 (Integral Abutment Bridge)
- 2) セミインテグラルアバット橋 (Semi-Integral Abutment Bridge)
- 3) ポータルラーメン橋 (Rigid Frame)

表 1.1 研究の全体計画

| 研究項目 | 内容 | スケジュール | | | |
|-----------------|--|--------|-----|-----|-------|
| | | H18 | H19 | H20 | H21 |
| (1)構造分類と適用条件の検討 | ① 橋台部ジョイントレス構造に類する構造物の適用範囲・設計法のとりまとめ(現状整理) | ■ | | | |
| | ② 橋台部ジョイントレス構造の適用範囲, 基本構造の絞り込み | ■ | ■ | | |
| (2)要求性能・検証方法の検討 | ③ 橋台部ジョイントレス構造の設計法の基本枠組み作成, 検討課題の抽出 | ■ | ■ | | |
| | ④ 橋台部ジョイントレス構造の設計法の取りまとめ | | ■ | ■ | |
| (3)施工法の検討 | ⑤ 施工手順, 留意点等とりまとめ | | | ■ | |
| (4)技術基準(案)の作成 | ⑥ 技術基準(案)の作成 | | | ■ | |
| | ⑦ 具体案件に対する試設計 | | | | ■ ■ ■ |
| (5)標準構造の検討 | ⑧ 標準構造の提案 | | | ■ | |

(2)要求性能と検証方法の検討

研究の対象とする橋台部ジョイントレス構造の基本的な考え方を整理する。整理した基本枠組みに対して設計マニュアルを作成する上で必要な検討課題を抽出し、上記の現状の調査を踏まえ、その課題について検討する。

(3)施工法の検討

橋台部ジョイントレス構造では、上下部構造の一体化や橋台背面盛土を実施する時期によって、構造系の荷重状態が変化する。したがって、設計段階で考慮していない荷重状態が生じる恐れがないように、施工手順や設計・施工時の留意事項について検討する。

(4)技術基準(案)の作成

上記の検討を踏まえ、設計・施工マニュアルを作成する。その際、道路橋示方書への反映を意識したマニュアル構成とする。

(5)標準構造の検討

標準的な基本構造について整理し、設計・施工マニュアルに取り込む。また、設計・施工マニュアルに準拠した設計例を作成する。

1.2.2 平成 18～19 年度の検討内容

(1)平成 18 年度の検討内容⁴⁾

表 1.1より、平成 18 年度には研究項目(1)－①，②，(2)－③について検討を行った。

米国で普及しているインテグラルアバット橋に関して、①米国の橋梁設計基準の調査を行い、②米国に直接出向き、現地調査および意見交換を行った結果について整理した。その際、前年度に実施された日本における橋台部ジョイントレス構造の調査に関しても再整理を行った。その結果、以下の知見が得られた。

- ・ 米国では中小規模の橋でインテグラルアバット橋が当然のように適用されている。
- ・ 温度変化による桁の伸縮に伴う橋台の水平変位による背面舗装の損傷を防ぐため、インテグラルアバット橋の適用範囲は橋台の水平変位量により制限するのがよい。
- ・ 上下部一体構造であるため、インテグラルアバット橋は耐震構造に優れ、震災後の復旧対策も容易となる。
- ・ 極端な斜橋、曲線橋での採用は控える。
- ・ インテグラルアバット橋が良好な挙動を有するか否かは、背面土の安定に依存する。

次に、橋台部ジョイントレス構造に類する構造物の定義を行い、インテグラルアバット橋、セミインテグラルアバット橋、ポータルラーメン橋、両端固定橋の違いを明確にした。さらに、インテグラルアバット橋に関する適用範囲や要求性能について整理した。その結果、インテグラルアバット橋に関する設計マニュアルを作成する上で、以下の事項について整理する必要があることが判った。

- ・ 橋台背面土の受働抵抗のモデル化
- ・ 斜角、曲率半径といった対称性に影響を及ぼす事項に対する適用範囲の把握
- ・ 接続部の性能と設計法
- ・ 施工時の留意事項の整理
- ・ 踏掛版と土工部との接続構造の提案
- ・ 背面土の沈下抑制策の提案

(2)平成 19 年度の検討内容⁵⁾

表 1.1より、平成 19 年度には研究項目(1)－②，(2)－③，④について検討を行った。

平成 18 年度に整理したインテグラルアバット橋の適用範囲や要求性能について、再度各構造・部材の限界状態や照査項目も含め、再整理を行った。また、平成 18 年度に挙げた設計マニュアルを作成する上で整理すべき事項に対して、表 1.2に示すような検討を実施した。

加えて、インテグラルアバット橋の適用範囲を検討するために常時およびレベル 1 地震時に関してパラメータ解析を行い、以下の知見が得られた。

- ・ 橋台基礎は単列杭基礎であり、配置できる杭本数が制限されるため、杭基礎の鉛直支持により橋台が支持できる径間長の目安が求められ、概ね鋼桁で 40～50m、PC 桁で 30～40m となる。

表 1.2 設計マニュアル作成上の課題に対する検討内容

| | 設計マニュアル作成上の課題 | 検討内容 |
|-----|---|---|
| (1) | 橋台背面土の受働抵抗のモデル化 | 既往の知見を踏まえ、道示IV11章ケーソン基礎の前面抵抗に準拠した受働抵抗モデルを整理。このモデルを用いてパラメータ解析を実施した結果、水平支持を大きく分担することを確認。 |
| (2) | 対称性の適用範囲の検討 | 対称性の検討項目として斜角に着目し、直橋に対する斜橋の挙動をパラメータ解析により確認。その結果、斜角を有する場合には、その影響を適切に考慮した解析を行う必要があることを確認。 |
| (3) | 接続部の性能と設計法 | 杭頭接合部、上下部構造の接続部（PC 桁、鋼桁）について、部位毎の既往実績を調査し、推奨構造を検討。 |
| (4) | 施工時の留意事項の整理 | パラメータ解析を実施する際に、施工ステップを考慮した解析を実施。標準的な施工順序を示す。 |
| (5) | <ul style="list-style-type: none"> ・踏掛版と土工部の接続構造の提案 ・背面土の沈下抑制策の提案 | 橋台背面土に関して、踏掛版との接続部等の構造細目を含め、路面沈下を通常の維持管理で対策可能な範囲に抑えることを目的とした使用材料や施工品質を規定した橋梁アプローチ構造を提案。 |

- ・ 橋台高が大きくなると、橋台背面土圧が増大するため、杭頭水平変位が水平支持の決定ケースとなり、特に橋台高が 10m を越えると杭頭水平変位の増大が顕著となる。

また、インテグラルアバット橋の水平支持は、橋台背面の地盤抵抗に依存しており、大規模地震時における橋台背面土の剛性低下がインテグラルアバット橋の全体系の耐震性に及ぼす影響を把握することを目的に、橋台背面土を平面ひずみ要素としてモデル化して、動的解析（時刻歴応答解析）を実施した。その結果、以下の知見が得られた。

- ・ 固有値解析の結果、1次振動モードが卓越することが確認された。
- ・ 橋台背面盛土の天端位置では自然地盤相当位置と比べて応答加速度が低減する。
- ・ 橋長 100m 程度までのインテグラルアバット橋では、道示Vにおける地盤面における設計水平震度 k_{hg} を耐震設計に用いる設計水平震度としてよい。
- ・ 卓越する1次振動モードに相当する静的な地震力を作用させた漸増解析により非線形挙動を解析し、これとエネルギー一定則等を組み合わせた静的照査法によって耐震性能の照査を行うものとする。

上記を踏まえ、設計マニュアル作成上の課題を以下に示す。

- ・ レベル2地震時の耐震性照査法として、静的な地震力を作用させた漸増解析により非線形挙動を解析し、これとエネルギー一定則等を組み合わせた静的照査法の具体的な解析モデルと照査指標の整理。
- ・ 液状化が生じる恐れがある場合に、橋台背面土の沈下や崩壊が想定される。この場合の橋台背面の受働抵抗のモデル化の検討が必要。

1.2.3 研究体制

本共同研究の研究体制を表 1.3に示す。

表 1.3 共同研究体制

| 所 属 名 | 氏 名 | 役 職 名 |
|--------------------------------|-------|-----------------------------------|
| 独立行政法人土木研究所 構造物メンテナンス研究センター | 中谷 昌一 | 橋梁構造研究グループ 上席研究員 |
| | 七澤 利明 | 橋梁構造研究グループ 総括主任研究員 |
| | 白戸 真大 | 橋梁構造研究グループ 主任研究員 |
| | 宮田 弘和 | 橋梁構造研究グループ 研究員 |
| | 河野 哲也 | 橋梁構造研究グループ 研究員 |
| | 小林 篤司 | 橋梁構造研究グループ 交流研究員 |
| | 横幕 清 | 〃 |
| | 木村 真也 | 〃 |
| 鋼管杭協会 | 平田 尚 | 協会 技術委員 |
| | 昇 健次 | 〃 |
| | 大久保浩弥 | 〃 |
| | 西山 輝樹 | 〃 |
| | 鈴木 崇 | 〃 |
| | 榎野 健 | 〃 |
| | 市川 和臣 | 〃 |
| | 日下 裕貴 | 〃 |
| (社)プレストレスト・コンクリート 建設業協会 | 大澤 浩二 | 協会 技術部会 |
| | 西垣 義彦 | 〃 |
| | 中橋 一壽 | 〃 |
| | 中村 定明 | 〃 |
| | 平 喜彦 | 〃 |
| (社)日本橋梁建設協会 | 尾下 里治 | 協会 技術委員会 設計小委員長 |
| | 酒井 克巳 | 協会 技術委員会 設計小委員会 構造技術部会員 |
| | 近藤 俊行 | 〃 |
| | 大柳 英之 | 〃 |
| | 宮森 雅之 | 〃 |
| | 井上 寛 | 〃 |
| (社)建設コンサルタンツ協会 | 野本 克己 | 協会 本部 技術部会 技術委員会 道路構造物専門 委員会委員 |
| | 針谷 清久 | 〃 |
| | 松田 一史 | 協会 関東支部 技術委員会 道路構造物専門委員長 |

1.3 用語の定義

- 1) 橋台部ジョイントレス構造 上部構造と橋台の接続部においてジョイント(伸縮装置および支承)を設けない橋台構造あるいはそれを含む橋梁形式
- 2) インテグラルアバット橋 橋台部ジョイントレス構造の1形式で、上部構造と背面から土圧を受ける下部構造が剛結された橋梁であり、主に温度変化に伴う上部構造の水平

3) ポータルラーメン橋

移動に対して橋台基礎が柔軟に変形することにより許容する構造 (図 1.1参照)

橋台部ジョイントレス構造の1形式で、上部構造と背面から土圧を受ける下部構造が剛結された単径間のラーメン橋であり、主に温度変化に伴う上部構造の水平移動に対して橋台堅壁および基礎の剛性により抵抗する構造

4) セミインテグラルアバット橋

橋台部ジョイントレス構造の類似構造の1形式で、インテグラルアバット橋の特徴である柔軟な橋台基礎が適用できない場合に、その機能を支承により代替させる構造 (図 1.2参照)。なお、パラペットは落橋防止構造を兼ねるものである。

5) 両端固定橋

橋台部ジョイントレス構造の類似構造の1形式で、橋台に固定支承を配置しているため、遊間が小さく伸縮装置は小規模となる。

図 1.1にインテグラルアバット橋の各部の名称について整理する。

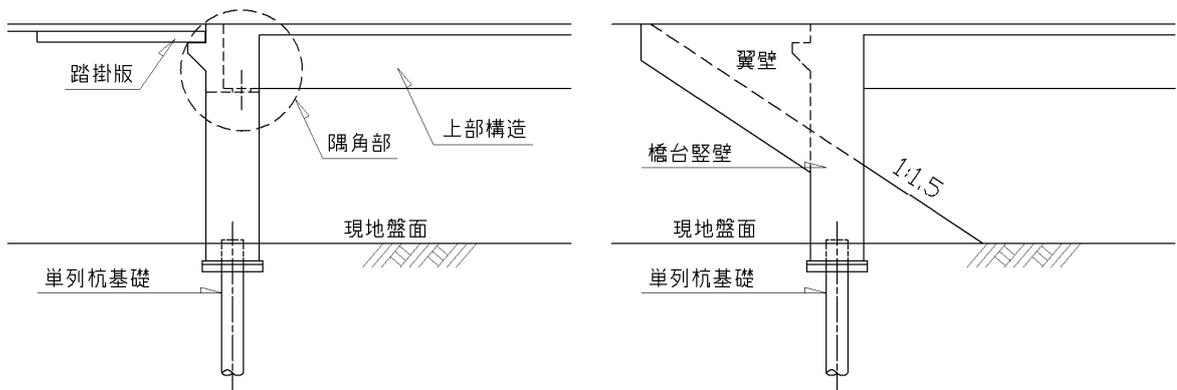


図 1.1 インテグラルアバット橋の各部の名称

1.4 報告書の構成

本報告書の構成は、以下の通りとする。

2. 設計上の留意事項の整理
3. 設計・施工マニュアル
4. まとめ
5. 参考文献
参考資料

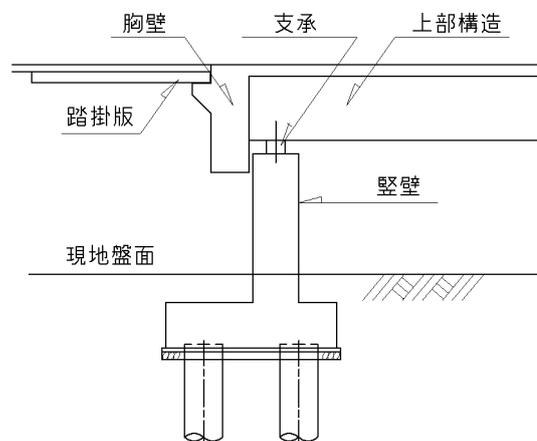


図 1.2 セミインテグラルアバット橋の各部の名称

2. 設計上の留意事項の整理

2.1 検討概要

本年度のインテグラルアバット橋の設計法を確立する上での検討項目を以下に示す。

- ・ レベル2地震時の橋台基礎の照査指標として単列杭基礎の許容塑性率を整理。
- ・ 液状化に起因する流動化が生じた場合の流動力の提案と提案モデルの検証。
- ・ 液状化が生じる恐れがある場合に、橋梁アプローチ構造の沈下や崩壊が想定される。そこで、レベル2地震時における橋梁アプローチ構造の応答を確認し、沈下等を考慮した橋梁アプローチ構造に関する地盤抵抗のモデル化の検討。
- ・ レベル2地震時の耐震性照査法として、静的な地震力を作用させた漸増解析により非線形挙動を解析し、これとエネルギー一定則等を組み合わせた静的照査法の具体的な解析モデルと照査指標の整理。
- ・ 橋台背面土や杭周辺地盤の水平地盤抵抗は道示IVに準じて算出した水平方向地盤反力係数 k_H の推定精度が載荷試験による実測値と比較して±50%の範囲に分布することが判っており⁶⁾、インテグラルアバット橋では、このばらつきが上部構造の設計に影響することが想定され、その影響の程度の把握。
- ・ 上部構造と橋台を剛結合させることから、接合部の耐久性および耐荷性についての整理。
- ・ 最後に、インテグラルアバット橋の適用条件を考慮した橋台部ジョイントレス構造とその類似構造の橋梁形式選定フローを整理。

2.2 単列杭基礎の許容塑性率

(1)単列杭基礎の許容塑性率の工学的意図

インテグラルアバット橋の橋台基礎は橋軸方向の水平変位に対して柔軟な基礎構造とするために、単列杭基礎構造とし、橋台堅壁に剛体とみなすフーチングを設けずに接合する構造としている。そのため、単列杭基礎を対象として、安全余裕を加味した許容塑性率を設定する。

道示IVでは、基礎に塑性化を考慮する場合の基礎形式として、杭基礎と柱状体基礎（ケーソン基礎、鋼管矢板井筒基礎、地中連続壁基礎）について以下の通り整理されている。また、鋼管杭を用いた単列杭基礎の許容塑性率の設定に参考となるコンクリートを充填しない鋼製橋脚（円形断面）についても併せて以下に整理する。

1)杭基礎（群杭基礎）、鋼管矢板井筒基礎

杭基礎のレベル2地震時の照査における許容値は、群杭基礎を想定しており、杭体の一部が部材として終局状態に達しても、直ちに基礎全体系として耐力低下にはつながらないこと、杭基礎全体としての終局状態を定義することは困難である一方で、最大強度点を越えないことを意図し、載荷実験結果等を参考として、許容塑性率（降伏変位に対する割合）の目安を4（橋台では3）としている。ここで、最大強度点は、杭基礎全体系に過大な損傷は生じず、地震後も無補修で橋の供用性を確保できる状態にとどまること、

再度の大規模地震動に対して、初期と同程度の残存耐荷力を有することが期待できると、最大強度点に達するまでに吸収するエネルギーと同等のエネルギー吸収能力を十分に残存させることを意図したものである。

また、鋼管矢板井筒基礎は、部材として鋼管杭の集合体と考えられることから、杭基礎と同様に、杭体の一部が部材として終局状態に達しても、直ちに基礎として耐力低下にはつながらないとして、許容塑性率の目安を4（橋台では3）としている。

2) ケーソン基礎，地中連続壁基礎

ケーソン基礎および地中連続基礎（以降、ケーソン基礎等とする）は鉄筋コンクリート製の柱状体構造であることから、中空断面を有する鉄筋コンクリート単柱橋脚に類似する非線形挙動を示すと考え、変形性能の評価が行われている。ケーソン基礎等では、鉄筋コンクリート橋脚の曲げ破壊型と判定された場合の許容塑性率に準じて、次式で算出するものとしている。ところで、基礎が降伏に達したときとは、円形断面では基礎本体水平断面のうち90°の円弧内に含まれる全ての軸方向鉄筋が降伏したとき、終局に達したときとは、部材の圧縮縁においてコンクリートのひずみが終局ひずみに達したときとされている。道示Vの参考資料8に示す鉄筋コンクリートの単柱橋脚の非線形挙動において、部材の圧縮縁においてコンクリートのひずみが終局ひずみに達したときとは、最大強度点を示しており、杭基礎（群杭基礎）と同様の終局時の規定がなされている。

さらに、ケーソン基礎等は、一部の部材の損傷が直ちに基礎全体系の耐力低下につながると思える群杭基礎と異なり、部材の損傷が直ちに基礎の耐力低下につながることを考慮して、安全係数を導入している。その値は、ケーソン基礎等の挙動に関する実験結果がほとんどないことを踏まえ、鉄筋コンクリート橋脚において、安全係数を1.5（タイプIIの地震動）として許容塑性率を設定した場合に生じる損傷が、かぶりコンクリートが大きく剥落する前の状態に抑えられることを参考として、2割増しの値として $\alpha = 1.8$ が与えられている。

$$\mu_L = 1 + \frac{\delta_u - \delta_y}{\alpha \delta_y}$$

ここに、

μ_L : ケーソン基礎等の許容塑性率

δ_u : 基礎が終局に達したときの上部構造の慣性力作用位置における水平変位(m)

δ_y : 基礎が降伏に達したときの上部構造の慣性力作用位置における水平変位(m)

α : 安全係数で、1.8とする。

3) コンクリートを充填しない鋼製橋脚（円形断面）

道示V11.2において、コンクリートを充填しない鋼製橋脚の許容変位等の許容値は、同等の構造細目を有する供試体を用いた繰返しの影響を考慮した載荷実験データに基づいて設定する許容変位は、最大水平力となる時の変位を目安に設定するものとされている。これは、水平力が最大となる付近の変位までであれば、局部座屈による変形が小さいため弾塑性挙動に及ぼす局部座屈の影響が小さく、載荷繰返し回数の影響をほとんど

受けずに安定した非線形履歴特性が得られることを踏まえ、前述の杭基礎の最大強度点が意図していることと同様の工学的な意図がなされている。

また、コンクリートを充填しない鋼製橋脚（円形断面）の許容変位に対応する許容ひずみ ε_a は、次式より求められ、当該式の適用範囲は、 $0.03 \leq R_t \leq 0.08$ 、 $0.2 \leq \bar{\lambda} \leq 0.4$ 、 $0 \leq N/N_y \leq 0.2$ とし、縦リブを有しない円形断面の鋼製橋脚を対象としている。

$$\frac{\varepsilon_a}{\varepsilon_y} = 20 - 140R_t$$

$$R_t = \frac{R}{t} \frac{\sigma_y}{E} \sqrt{3(1-\nu^2)}$$

ここに、

ε_y : 鋼材の降伏ひずみで、降伏点 σ_y をヤング係数 E で除して求めた値

R_t : 径厚比パラメータ

R : 板厚中心での半径 (mm)

t : 板厚 (mm)

ν : ポワソン比 (=0.3)

$\bar{\lambda}$: 細長比パラメータ

N : 作用軸力 (kN)

N_y : 鋼材の全断面が降伏する時の軸力で、鋼部材の断面積に鋼材の降伏点 σ_y を乗じて求めた値

(2) 単列杭基礎として鋼管杭を適用する場合の問題点

単列杭基礎の橋軸方向に関しては、ケーソン基礎等と同様に部材の終局時を定義しておけば、漸増解析により荷重変位関係を算出して、許容塑性率による照査が行い得る。しかし、道示IVでは、鋼管杭について図 2.1に示すように降伏は定義されているが、終局時は定義されておらず、上式のような終局変位に対する安全係数 α を確保する形式では照査できない。

(3) 鋼管杭を用いた単列杭基礎の許容塑性率の検討

鋼管杭の終局状態を定義し、単列鋼管杭基礎の橋軸方向の照査における許容塑性率の目安を検討する。

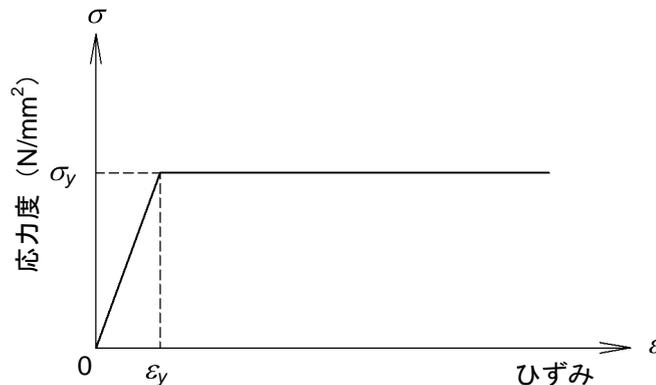


図 2.1 鋼材の応力度—ひずみ曲線

鋼管杭の終局状態としては、上述のコンクリートを充填しない鋼製橋脚（円形断面）の許容変位を参考とする。鋼製橋脚の許容変位は、繰返し載荷実験の荷重変位関係から、水平力最大点の変位に対応する次式の許容ひずみ ε_a から許容塑性率を整理する。

$$\frac{\varepsilon_a}{\varepsilon_y} = 20 - 140R_t, \quad \text{適用範囲} : 0.03 \leq R_t \leq 0.08, \quad 0.2 \leq \bar{\lambda} \leq 0.4, \quad 0 \leq N/N_y \leq 0.2$$

ここで、上式は、鋼製橋脚（円形断面）として使用される板巻鋼管を対象としている。小野ら⁷⁾は、鋼管杭として一般に使用されるスパイラル鋼管への適用可能であることを報告している。

また、鋼管杭に上式を適用する場合、適用条件の1つである細長比パラメータ $\bar{\lambda}$ （つまり、有効座屈長 l ）を決める必要があるが、地盤に埋設される鋼管杭にオイラー座屈が生じることを想定する必要はないと考えられることから、この適用条件を考慮しないこととした。

以上から、径厚比パラメータ R_t の適用範囲から求められる許容塑性率の範囲は、適用条件： $0.03 \leq R_t \leq 0.08$ より、許容ひずみ ε_a の範囲は、 $\varepsilon_a = (8.8 \sim 15.8)\varepsilon_y$ となり、ケーソン基礎と同程度の安全係数 $\alpha = 1.8$ を確保するとした場合、許容塑性率は、次の通りとなる。

$$\mu = 1 + \frac{\varepsilon_a - \varepsilon_y}{\alpha \varepsilon_y} = 1 + \frac{(8.8 \sim 15.8)\varepsilon_y - \varepsilon_y}{1.8\varepsilon_y} = 1 + \frac{(7.8 \sim 14.8)}{1.8} = 5.3 \sim 9.2$$

よって、力学的には許容塑性率は $\mu_a = 5$ とすることが考えられるが、前述の通り、橋台基礎に生じる損傷が橋としての機能が容易に行い得る程度にとどまるように定められた許容塑性率 $\mu_a = 3$ を適用することとした。

なお、に適用条件： $0.03 \leq R_t \leq 0.08$ を満足する鋼管杭の杭径と板厚の組合せ例を示す。これより、板厚が薄く、材質が SKK490 材の場合に適用外となる場合が多いことがわかる。

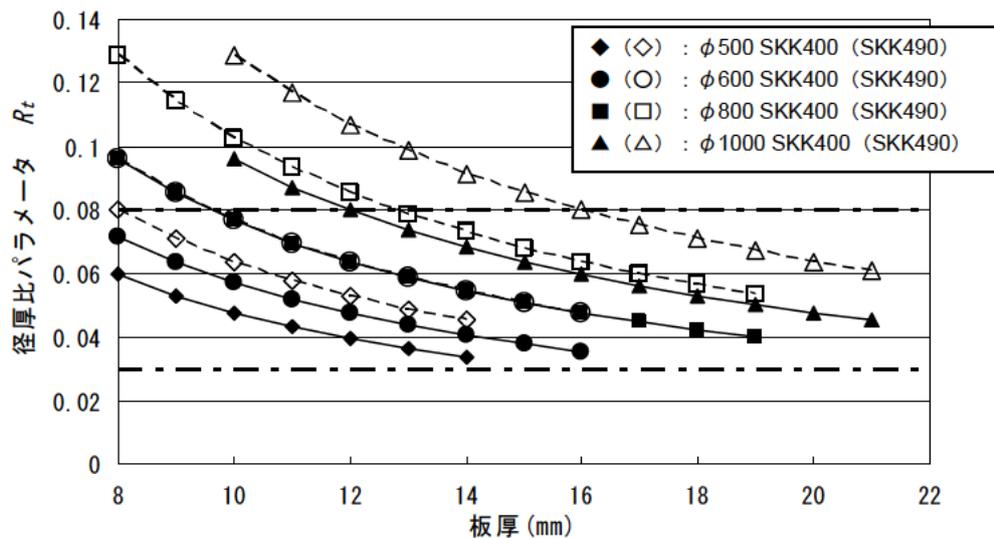


図 2.2 径厚比パラメータ R_t —板厚 (mm)

(4)まとめ

単列杭基礎の許容塑性率は、ケーソン基礎や地中連続壁基礎と同様に、変形性能の評価が行い得ることから、杭基礎の降伏あるいは終局に達したときの上部構造慣性力作用位置における水平変位 δ_y 、 δ_u から、ケーソン基礎等で考慮されている工学的な意図を考慮して、安全係数 α を1.8とした次式の通り許容塑性率 μ_a により照査を行うこととする。ただし、鋼管杭については、上述の通り、許容塑性率 μ_a を3とする。

$$\mu_a = 1 + \frac{\delta_u - \delta_y}{\alpha \delta_y}$$

2.3 流動化の提案モデルの検証解析

(1)既往の研究

液状化地盤上に計画される橋台では、背面土からの地震時土圧に加え、地盤の液状化に起因した側方流動が発生し、側方流動による土圧が作用することが考えられる。地盤の液状化に起因した流動により橋台に作用する土圧についての既往の研究について整理する。

文献8)では、液状化地盤上に杭基礎及び橋台モデルを設置して、動的遠心模型実験及び振動台実験を実施し、橋台背面と杭基礎に作用する土圧について報告している。実験結果から、動的遠心模型実験より橋台背面に作用する最大土圧は、道示Vで規定されている地震時主働土圧相当となること、振動台実験より液状化層において杭基礎に作用する流動力は、道示Vで規定されている臨海部の水際で生じる流動力とは異なり、橋台背面土直下の地盤が液状化により背面土を支持できなくなることにより、背面土が液状化層に混入するために生じ、その大きさは液状化層の浅い部分において道示Vで規定している流動力より大きな値となる一方で、液状化層の上層から下層に向かって小さくなり、杭1本当りに作用する各深度の流動力は土圧係数換算で0.3~1.5にばらつくことが判った。

文献9)10)では、河川堤防内に構築された橋台の応答について、液状化による周辺地盤の影響を考慮した3次元動的有限要素解析による検討結果を報告している。解析結果から、橋台背面に作用する土圧は、入力地震動が最大点となる時刻において最大となり、それ以降、土圧は低減するが、橋台天端の水平変位は増加する傾向がみられ、周辺地盤全体の移動によるものであることが確認された。一方、杭基礎の応答については、背面土圧と同様、地震動が最大時刻において、概ね最大応答が得られ、この時刻では、液状化層は橋台の前面側への変位に対して抵抗しており、流動力として杭に作用していないことが判った。これは、道示Vで規定する地震時保有水平耐力法による橋台基礎の照査法が妥当であることを示している。また、主要動後は杭に流動力が作用するようになり、橋台の変位は増加し続けることから、液状化層での流動力を考慮した設計法の導入が必要であることが示されている。

(2)解析の目的

液状化時の橋台基礎のレベル2地震時の照査は、液状化に伴う地盤抵抗の減少が生じ、地震時慣性力や地震時土圧が作用する状態を想定して、橋脚基礎と同様のエネルギー

定側等を組合せた静的照査法（以降、道示V13の保耐法モデルとする）により耐震性の照査を行うこととしている。道示V13の保耐法モデルは液状化により被災した橋台の変状事例を分析し、許容塑性率を3とすることで変状事例を概ね説明できる一方で、道示V13の保耐法モデルでは、基礎構造に荷重を載荷させないため、橋台高が小さく、地震時土圧が小さくなるケースでは、被災状況をうまく説明できないことが判っている¹⁾。

インテグラルアバット橋では、上下部一体構造であるため杭基礎の変形の影響が上部構造にまで影響を及ぼすこと、単列杭基礎であるため橋軸方向に変形しやすい構造であり、橋台躯体や上部構造の損傷が懸念されることから、地震時慣性力の影響は小さくなるが、液状化が継続することにより、液状化層が橋台背面土を支持できなくなり杭基礎に流動力が作用する場合についても、杭基礎に過大な変位が生じることないことを照査する必要がある。そこで、流動化の作用モデルを既往の研究を踏まえて提案し、橋台の被災事例を検証することにより妥当性を確認することを目的とする。

(3)橋台基礎に作用する流動力の提案

文献8)の振動台実験より、ア)液状化層が橋台背面土を支持できなくなり、流動力が生じること、イ)流動力の値は、液状化層の上層から下層に向かって小さくなり、土圧係数換算すると0.3~1.5にばらつくことを考慮して、流動力の作用モデルを以下に提案する。

- ・ 流動力は液状化層以浅の橋台前背面の有効上載圧の差に液状化層が完全液状化状態（流体として扱う、ポワソン比0.5）になったと想定した、土圧係数 $K=1.0$ を乗じることとし、載荷幅は杭幅とする。
- ・ 振動台実験の結果および10mより深い位置にある土層で完全に液状化した事例が少ないことを考慮して、現地盤から10m以深液状化層とそれ以深の非液状化層との境界位置に向かって流動力を直線的に減少させる（図2.3参照）。
- ・ 道示V8.3.2の橋脚基礎に作用させる流動力の算定式を以下に示すが、式の括弧内は、地表面からの深さ x (m)における有効上載圧を示し、水際線からの距離による補正係数 $c_s = 1.0$ 、液状化層中の流動力の補正係数 $c_L = 0.3$ となる。なお、載荷幅は、流動力に抵抗する面の両端に位置する杭の最外縁幅としている。

$$q_L = c_s c_L \{ \gamma_{NL} H_{NL} + \gamma_L (x - H_{NL}) \}$$

ここに、

γ_{NL} : 非液状化層の平均単位体積重量 (kN/m³)

γ_L : 液状化層の平均単位体積重量 (kN/m³)

H_{NL} : 非液状化層厚 (m)

- ・ ここで、深礎杭に作用する主働土圧に準じて、杭径の3倍に流動力が作用すると、杭径換算では、 $K' = c_L \times 3 = 0.9$ となり、流動力の合力は、 $K = 1.0$ とする場合と概ね変らない。

(4)提案モデルの検証

橋台高が小さく、地震時土圧が小さいため、道示V13の保耐法モデルでは、被災状況をうまく説明できない事例を対象として、提案モデルの検証を行う。

1)検証事例

2000年鳥取県西部地震において、液状化に伴う地盤変位の影響を受け橋台が移動した橋を対象とする。

被災状況は、杭基礎の杭頭変位が11cm発生し、上部構造と橋台が衝突して、橋台天端の変位を拘束したため、橋台が上部構造の衝突位置を中心に前面側に回転し、傾斜角 3° に達している(図2.4参照)。

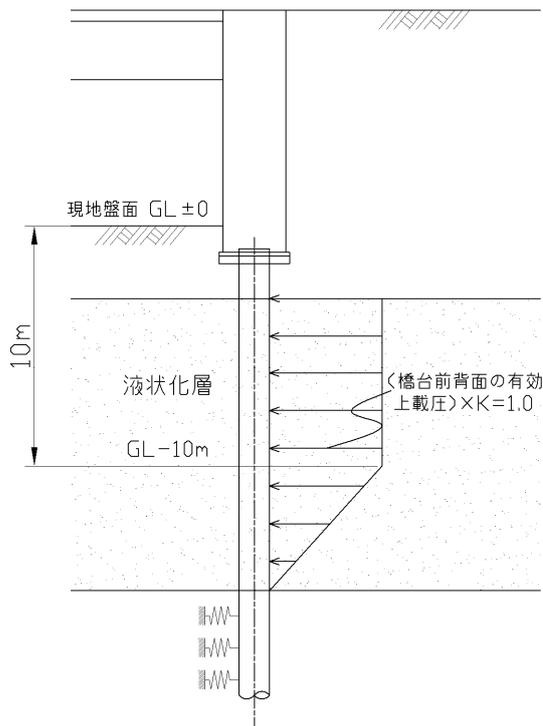
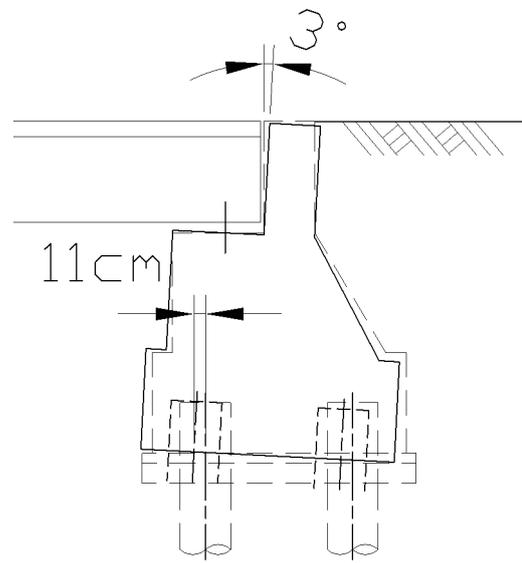


図 2.3 流動化の作用モデル



※A1 橋台変形想定図から作成

図 2.4 被災状況の概要

2)解析条件

- ・ 上部構造と橋台との衝突による変位拘束するよう支承位置に支点を設けるモデルとし、遊間30mmの支点移動を考慮した。
- ・ 土質条件を図2.5に示す。
- ・ 杭体は、実強度を考慮し、錆代による内外側の断面減少を考慮しない抵抗モデルとする。
- ・ 杭周辺の地盤抵抗は、液状化層より下の土層のみを考慮する。地震動後の解析とし、常時の値を用いる。
- ・ 杭の曲げモーメントー曲率関係($M-\phi$ 関係とする)には、軸力変動を考慮せずに、死荷重時に発生する軸力を求め、その条件下での $M-\phi$ 関係を用いる。

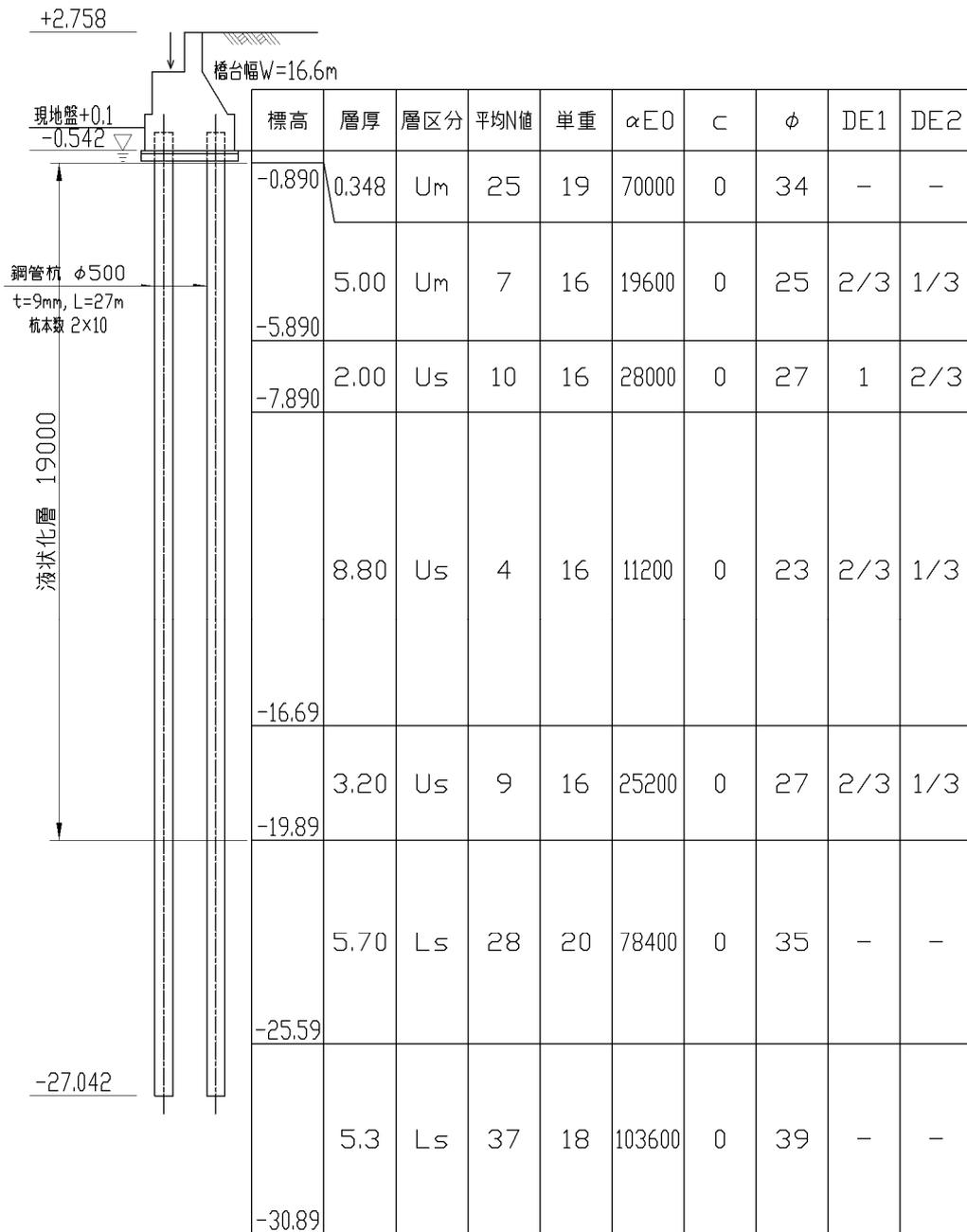


図 2.5 検証事例の解析条件

3) 杭体の実強度

抵抗部材である鋼管杭 $\phi 500$, $t=9\text{mm}$, SKK400 は、道示に示す規格値を用いて解析を実施しているが、実強度は規格値より一般的に大きく、検証解析ではその影響を考慮した場合についても検討を行うこととする。

鋼管杭については、 $\phi 600$, $t=9\text{mm}$, SKK400 を対象として降伏強度を統計処理し、その平均値が規格値と比べて、1.3 倍程度であることが報告されている¹²⁾。また、構造用鋼材 (SS400, SM490Y 等) の各種材質および板厚を対象とした同様の調査では、降伏強度は 1.2 倍程度、ヤング係数は 1.0 倍であることが報告されている¹³⁾。

以上から、鋼管杭の実強度 $\sigma_{yR} = \sigma_y \times 1.2$ を用いて算出した $M-\phi$ 関係を適用する。また、腐食代を考慮した断面剛性を実務設計では用いるが、ここでの検証解析では腐食代を無視した断面剛性を用いる。

(5)解析ケース

提案モデルによる挙動を確認するため、まず杭体と地盤抵抗を線形モデルとして解析を行い、引き続き、非線形モデルとした場合について検討を行う（表 2.1参照）。なお、流動力の載荷幅として、道示V8.3に準じた最外縁杭の外側間のケースについても検討する（図 2.6参照）。

表 2.1 解析ケースの部材モデル

| ケース | 杭体モデル | 杭周辺地盤モデル | 流動力の載荷幅 |
|-----|-------|----------|----------|
| 1 | 線形 | 線形 | 杭体幅 |
| 2 | 非線形 | 線形 | 杭体幅 |
| 3 | 非線形 | 非線形 | 杭体幅 |
| 4 | 非線形 | 非線形 | 最外縁杭の外側間 |

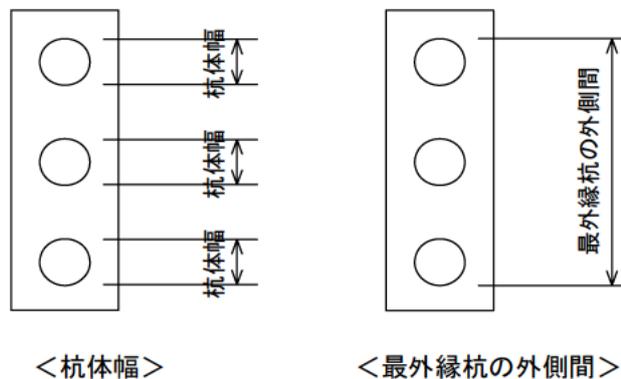


図 2.6 流動力の載荷幅

(6)解析結果

初期荷重として、死荷重および遊間分の支点移動を想定した強制変位（30mm）を載荷させ、漸増荷重として、流動力を漸増パラメータ $K=0$ から 1.0 まで漸増載荷させた。解析結果を表 2.2に示す。

1) ケース 1

ケース 1 の変位図および曲げモーメント図を図 2.7に示す。流動力により、橋台と液状化層の下層位置を支点としたケース 1 は杭体を線形部材としてモデル化しているが、杭体の最大曲げモーメントは杭の全塑性モーメント $M_P=609 \text{ kN}\cdot\text{m}$ を上回っており、杭体が塑性化していると考えられる。

表 2.2 流動化の提案モデルの検証解析結果

| ケース | 杭体モデル | 杭周辺地盤モデル | 流動力の 載荷幅 | 漸増パラメータ K | 杭頭水平 変位 (mm) | 傾斜角 |
|-----|-------|----------|--------------|--------------|-----------------|----------|
| 1 | 線形 | 線形 | 杭体幅 | 1.00 | 82.1 | 0° 54' |
| 2 | 非線形 | 線形 | 杭体幅 | 1.00 | 82.6 | 0° 54' |
| 3 | 非線形 | 非線形 | 杭体幅 | 1.00 | 85.0 | 0° 57' |
| 4 | 非線形 | 非線形 | 最外縁杭 の外側間 | 0.62 | (77.0) | (1° 20') |
| 実被害 | — | — | — | — | 110 | 3° |

※括弧の値は、解析モデルが不安定挙動を示す直前のKにおける値

2) ケース 2 および 3

ケース2および3は杭体を非線形モデルとして、杭周辺地盤のモデル化を線形と非線形モデルするかの違いであり、最大応答値は両者で大きく変わらない。よって、液状化層より下の橋台天端から20m以上深い地層は弾性域とみなせる程度の変形にとどまっていると考えられる。

解析値は被災橋台の観測値に対して杭頭水平変位で8割程度、傾斜角で3割程度であった。

3) ケース 4

ケース1～3では、各杭に杭幅分の流動力を作用させるモデルであるのに対し、最外縁杭の外側間に載荷させた場合には、漸増解析が $K=1.0$ まで解析する前に、途中で計算が不安定となった。表 2.2の値は、解析が不安定挙動を示す直前の $K=0.62$ に対する応答値である。解析が不安定挙動となるのは、図 2.7に示す杭頭、液状化層の下層位置および最大変位点が全塑性モーメント M_P を越えて変位が急増することによると考えられる。ちなみに、載荷幅の違いによる流動力の増加割合は、約1.6倍であった。

(7) まとめ

振動台実験から確認された知見を元に設定した流動力のモデルを用いて、道示V13章の保耐法モデルでは、被災状況をうまく説明できない事例を対象として、提案モデルの検証を実施した。

その結果、被災事例の計測変形に対して、杭頭水平変位は概ね再現できたが、傾斜角については計測値を下回りうまく再現できなかった。加えて、提案モデルでは、流動力の載荷幅を杭径幅としたが、道示V8.3に準じた橋脚基礎に対する流動力の載荷幅である最外縁杭の外側間のケースについても解析した結果、解析が発散して、結果が妥当であるかを判断できなかった。

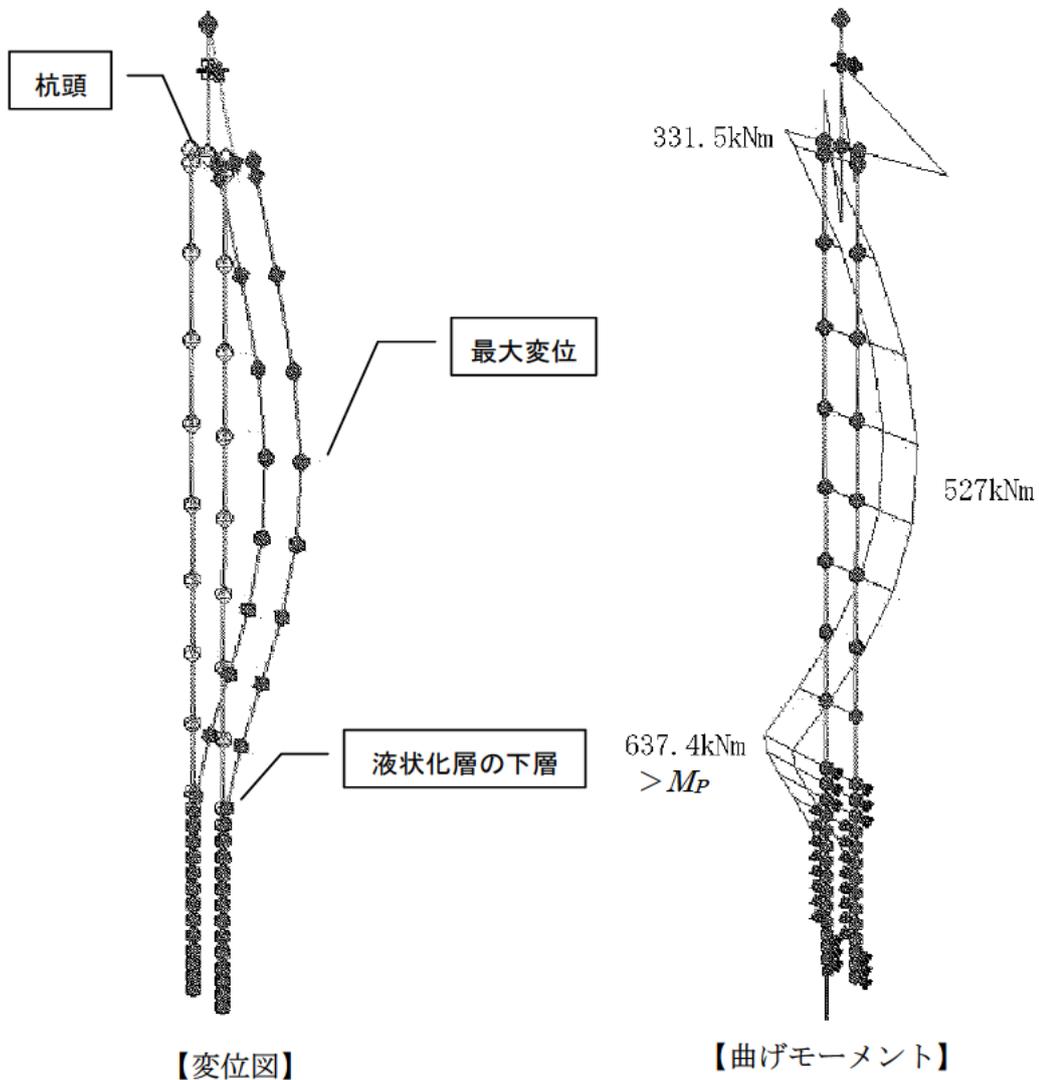


図 2.7 ケース 1 の変位図と曲げモーメント図

2.4 大規模地震時における橋梁アプローチ構造の応答

2.4.1 検討概要

(1) 検討の目的

インテグラルアバット橋では、水平支持に関して橋梁アプローチ構造の地盤抵抗を考慮した設計を行うため、橋梁アプローチ構造自体が完全に崩壊しないまでも損傷した場合、設計で想定した地盤抵抗が発揮されない恐れがある。

橋梁アプローチ構造は、常時・レベル 1 地震時については、通常の維持管理で対処できる程度の変形にとどまる限界の状態、レベル 2 地震時については、有害な変形が生じるが、容易に補修が行いえる限界の状態を超えないことを求めている。

過年度までに、土構造物は、材料のばらつきや施工の不確実性などに起因して、精緻な計算で性能を確認することが必ずしも現実的でないことから、上記の要求性能を概ね満足することがこれまでの経験や事前の解析から検証されている仕様^{14)・17)}を用いた場合

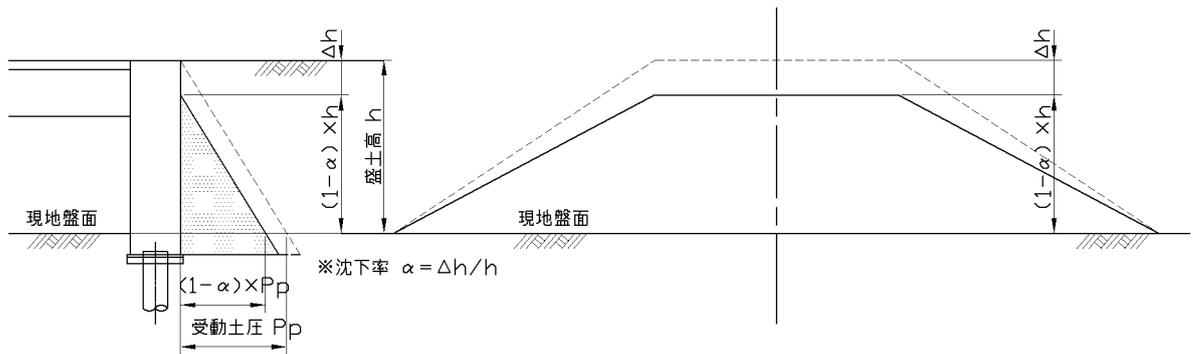


図 2.8 橋梁アプローチ構造の残留変形量に基づく地盤抵抗低減のイメージ

には、構成される材料の点検の容易さ、沈下等変状の把握のしやすさ、材料入手も含めた修復および撤去際構築のしやすさを勘案し、その仕様を用いることにより、性能照査をしたものとみなし得ることを示した。

したがって、橋梁アプローチ構造は常時・レベル1地震時については、有害な変形が生じないと想定されることから、地盤抵抗の低減を考慮しない。一方で、レベル2地震時については、容易に補修が行える程度の変形が生じることを想定し、震後の残留変形量を指標として、地盤抵抗の低減を考慮することとした。図 2.8に低減のイメージを示す。

(2)検討方法

大規模地震動により橋梁アプローチ構造に生じる残留変形量については以下の2方法により検討する。

- ・ 地震後の橋台背面区間の路面の段差調査にもとづく残留変形量の把握
- ・ 橋梁アプローチ構造に用いる仕様として設定した物性を用いて、沈下量を数値計算により安全側に評価

2.4.2 被災事例からの沈下量の把握

(1)調査の目的

大規模地震による橋台背面の路面の段差量を整理して、橋梁アプローチ構造に生じる残留変形量の目安を把握する。

(2)最近の事例に基づく調査

以下の地震後の被災調査で、直轄国道の一定区間にある橋梁の橋台背面区間の路面の段差を、対象地域の道路管理者に対して国土交通省国道総合政策研究所が実施した調査データを基に段差状況を整理した。

- ・ 平成 17 年新潟県中越地震
- ・ 平成 19 年新潟県中越沖地震

上記の調査データから、液状化が生じたと想定される事例を抽出する。液状化の発生の有無は、文献18)に準じ、以下の通りとした。

- a) 当該地点の近傍に墳砂が見られる。
- b) 近傍に墳砂はないが、地盤変状ないしは構造物基礎の変状があり、地下水位以深の比較的浅部に層厚 2m 程度以上の緩い砂質土層（一般には N 値が 15 以下）が存在する。

ただし、調査事例では、墳砂や構造物基礎の変状までの記述はないため、ボーリング柱状図より、地下水位以深の比較的浅部に層厚 2m 程度以上の緩い砂質土層（一般には N 値が 15 以下）が存在することを判断条件とした。

以上から、液状化により橋台背面に段差が生じたと想定される事例の段差量および物性等を表 2.3 に整理する。液状化層について層厚と液状化層の強度を表す繰返し三軸強度比 R_L に関して、地震による段差量を整理したグラフを図 2.9、図 2.10 に、同様に、沈下率（＝地震による段差／盛土高）を整理したグラフを図 2.11、図 2.12 にそれぞれ示す。ここに、繰返し三軸強度比 R_L は道示 V8.2.3 に準じて柱状図の N 値から細粒分含有率 $FC = 10\%$ と仮定して算出した。

その図より、以下のことが判る。

- ・ 地震による段差量や沈下率に関して、液状化層厚や繰返し三軸強度比による明確な相関はみられない。
- ・ 沈下率は、盛土高の 10% 未満となっており、地震による橋台背面土の地盤抵抗が考慮できないような盛土の崩壊は生じてはいないと考えられる。すなわち、調査事例と比べ良質な材料の使用および施工品質の確保を規定した橋梁アプローチ構造を適用すれば、地盤抵抗が考慮できないような盛土の崩壊は生じないと考えられる。

表 2.3 液状化により橋台背面に段差が生じたと想定される事例

| | 地震による 段差量(mm) | 盛土高 (m) | 液状化層厚 (m) | 沈下率 (%) | 繰返し 三軸強度比 R_L |
|------|------------------|------------|--------------|------------|--------------------|
| 橋梁 A | 120 | 6.6 | 8.7 | 1.8% | 0.18 |
| 橋梁 B | 280 | 7.5 | 6.5 | 3.7% | 0.23 |
| 橋梁 C | 500 | 5.7 | 5.6 | 8.8% | 0.21 |
| 橋梁 D | 100 | 9.3 | 5.6 | 1.1% | 0.21 |
| 橋梁 E | 100 | 8.5 | 5.0 | 1.2% | 0.26 |

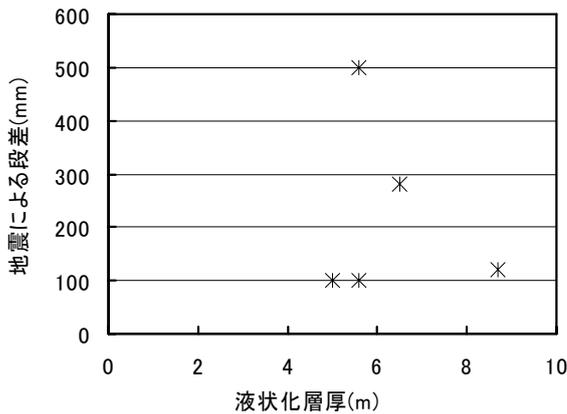


図 2.9 段差—液状化層厚

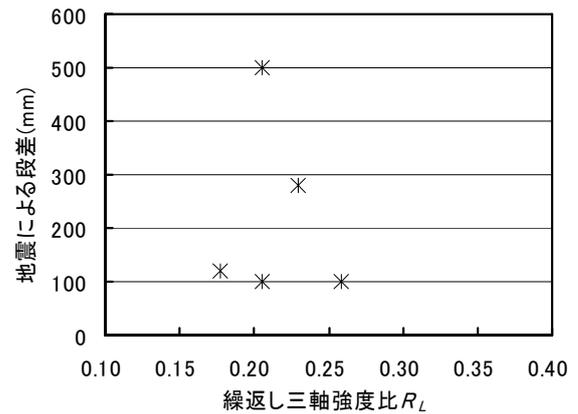


図 2.10 段差—繰返し三軸強度比

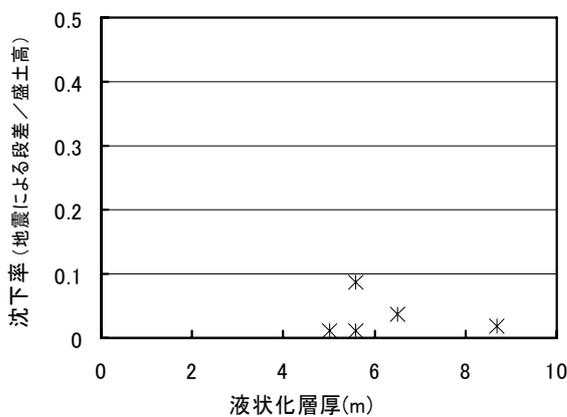


図 2.11 沈下率—液状化層厚

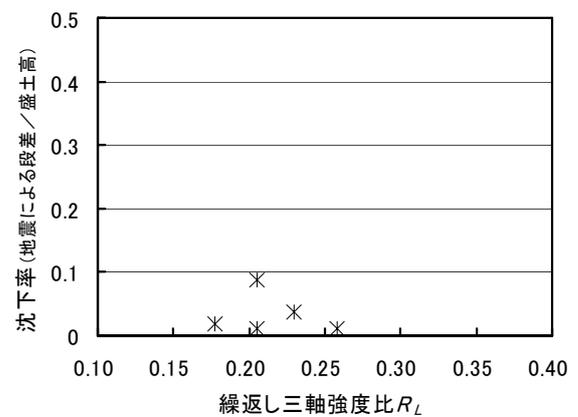


図 2.12 沈下率—繰返し三軸強度比

(3)既往の地震被害の調査¹⁹⁾

文献¹⁹⁾では、以下の地震を対象として、盛土（道路盛土，河川堤防，鉄道盛土，農業用溜め池，宅地造成を対象とし，自然地盤，護岸構造物を除く）の地震時被害事例（47例）について分析を行っており，破壊形態を図 2.13に示す4タイプに分類している。

- ・ 昭和 43.年十勝沖地震 : 10 例
- ・ 昭和 53 年宮城県沖地震 : 8 例
- ・ 昭和 58 年日本海中部地震 : 8 例
- ・ 平成 5 年釧路沖地震 : 6 例
- ・ 平成 5 年北海道南西沖地震 : 6 例
- ・ 平成 6 年北海道東方沖地震 : 2 例
- ・ 平成 6 年三陸はるか沖地震 : 1 例
- ・ 平成 7 年兵庫県南部地震 : 6 例

文献¹⁸⁾では盛土の破壊形態とその破壊原因を整理しており，表 2.4に示す。盛切境や自然斜面への貼付といった傾斜基礎地盤を原因とする事例を除くと，破壊形態ごとに盛土材料や基礎地盤の液状化の程度を整理すると次の通りである。

- ・ タイプⅠ法面崩壊は、盛土本体のすべり破壊であり、盛土材料は砂質系の場合が多い。
- ・ タイプⅡ盛土すべり破壊は、おぼれ谷や沢埋め盛土の4例を除くと、盛土材料が良質でなく、締固め度が不足による場合と、基礎地盤が緩い砂質土層が厚いため、液状化の影響が大きい場合に分類される。
- ・ タイプⅢ盛土分断破壊は、概ね基礎地盤の液状化により生じたものであり、液状化層厚が厚いために、盛土分断破壊に至る。
- ・ タイプⅣ盛土沈下は、盛土材料は概ね砂質系であり、基礎地盤が弱い粘性土であるために生じていると考えられる。

インテグラルアバット橋は、橋台背面の地盤抵抗を期待する橋梁であるため、液状化の影響が大きく、タイプⅡ盛土すべり破壊やタイプⅢ盛土分断破壊の破壊形態に至る場合には採用すべきではない。よって、橋梁アプローチ構造に許容される変形は、タイプⅠ法面崩壊とタイプⅣの盛土沈下の2タイプが相当すると考えられる。

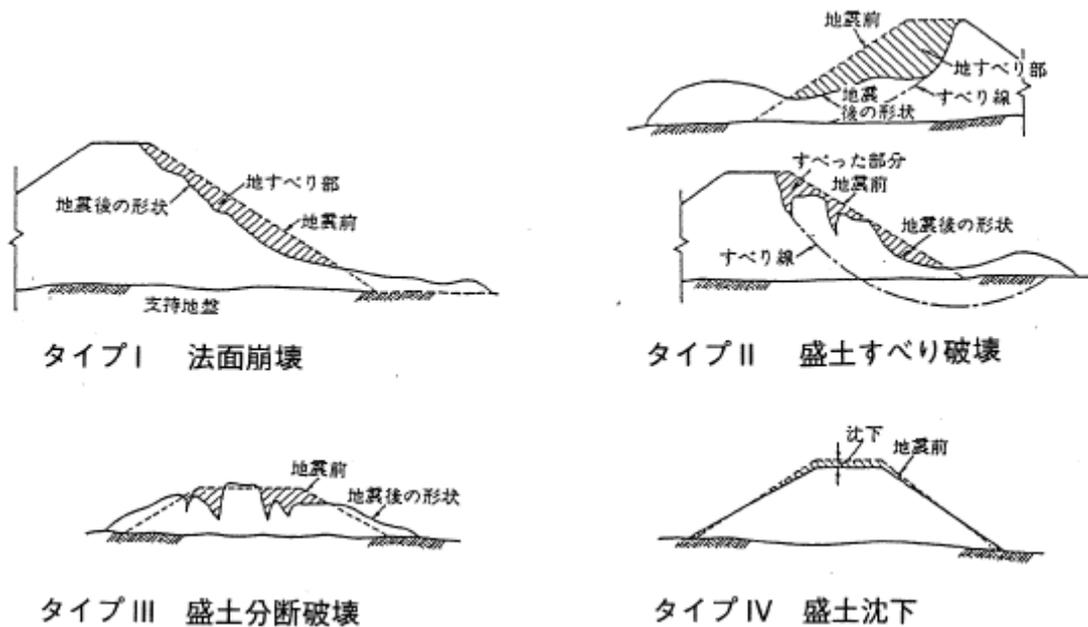


図 2.13 盛土の破壊形態の分類¹⁸⁾

表 2.4 盛土の破壊形態とその破壊原因

| 破壊原因 | タイプⅠ | タイプⅡ | タイプⅢ | タイプⅣ |
|----------------------------|------|------|------|------|
| 盛土本体のすべり破壊 | 4 | 8 | 3 | 0 |
| 基礎地盤のすべり破壊 | 0 | 5 | 9 | 3 |
| 盛土本体および基礎地盤のせん断振動に伴う累積沈下 | 0 | 0 | 0 | 4 |
| 傾斜基礎地盤上の盛土で基礎地盤との境界でのすべり破壊 | 1 | 10 | 0 | 0 |

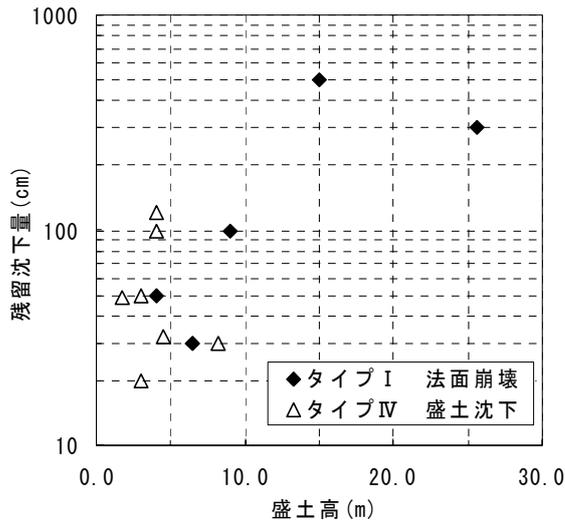


図 2.14 残留沈下量—盛土高関係

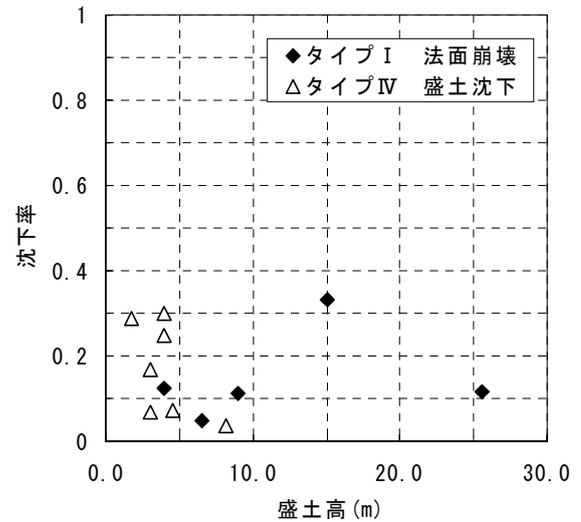


図 2.15 沈下率—盛土高関係

この2タイプの盛土高に対する残留沈下量および沈下率（＝残留沈下量／盛土高）を図 2.14、図 2.15に示す。これより、インテグラルアバット橋の適用条件である盛土高 10m 程度では、沈下率は概ね 30%以下に留まることが判る。

2.4.3 数値解析による応答の把握

(1)解析の目的

大規模地震動による橋梁アプローチ構造の応答（残留変位量）から、次の事項について整理する。

- ・インテグラルアバット橋の設計に用いる背面受働抵抗の有効高の設定
- ・橋梁アプローチ構造として必要とされる盛土の物性の確認
- ・液状化地盤上でのインテグラルアバット橋の適用範囲の設定

(2)解析ケースの選定

1)盛土高

盛土高は、次の理由により 10m とその 1/2 の 5m を対象とする。

- ・平成 19 年度の報告書⁵⁾において、橋長 $L=30\sim 50\text{m}$ の単径間のインテグラルアバット橋を対象として、橋台高の変化による応答の変化を試算した結果、橋台高が 10m を超えると杭頭水平変位が水平地盤抵抗の可逆性が確保される範囲（常時で杭径の 2.0%。レベル 1 地震時で杭径の 3.5%）を上回ることから、インテグラルアバット橋の橋台高は 10m 以下を適用範囲とした。
- ・平成 16 年度に直轄で工事発注された道路橋（支間 20m 以上）を調査した結果²⁰⁾から、橋台のデータを抽出し、橋台躯体高（橋台天端～フーチング上面）について図 2.16に整理した結果、実績が多いのは、4～10m である。橋台躯体高は概ね盛土高に換言してもよいと考えられる。

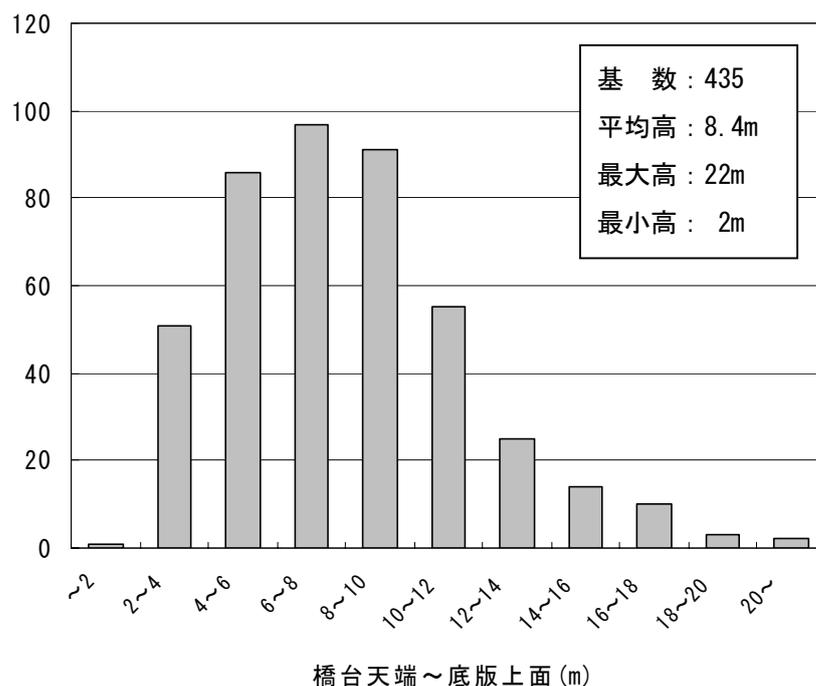


図 2.16 橋台躯体高（橋台天端～フーチング上面）の実績分布

2) 盛土の材料物性

文献16)では、Newmark 法を用いて盛土のすべり安定解析を実施しており、盛土の材料物性は、実盛土の地質調査結果および構築された盛土からのサンプリング、室内試験を行った結果より表 2.5の通り設定されている。

道示V6.2.4では地震時土圧を算定するための土質定数として砂礫と砂質土についてせん断抵抗角 ϕ_{peak} 、 ϕ_{res} が示されており、本解析では一般的な値として、この値を適用することとし、ロームについては、砂質系材料との比較の観点から粘着力を見込まないものとした。

以上から、本解析で用いる盛土の材料物性は、表 2.6の通りとする。

表 2.5 盛土のすべり安定解析に用いる材料物性¹⁶⁾

| 盛土材料 | 単位重量 γ (kN/m ³) | せん断抵抗角 ϕ_{peak} , ϕ_{res} (°) | 粘着力 c_{peak} , c_{res} (kN/m ²) |
|------|---------------------------------------|--|--|
| 砂 礫 | 20 | 55, 40 | 0, 0 |
| 砂質土 | 19 | 45, 40 | 0, 0 |
| ローム | 14 | 35, 30 | 40, 30 |

表 2.6 盛土の材料物性

| 盛土材料 | 単位重量 γ (kN/m ³) | せん断抵抗角 ϕ_{peak} , ϕ_{res} (°) | 粘着力 c (kN/m ²) |
|------------|---------------------------------------|--|---------------------------------|
| 粒土の良い砂および礫 | 20 | 50, 35 | 0 |
| 砂質土 | 19 | 45, 30 | 0 |
| ローム | 14 | 35, 30 | 0 |

(3)解析の概要と検討条件の整理

橋梁アプローチ構造の使用材料や施工品質による物性の違いが、復旧性の指標となる沈下や変形（残留変形量）の違いに与える影響を数値解析により算出する。

- ・橋梁アプローチ構造自体に生じるすべり土塊の滑動による沈下 : Newmark 法
- ・橋梁アプローチ構造を支持する現地盤の液状化による沈下 : ALID

1)橋梁アプローチ構造に生じるすべり土塊の滑動による沈下に関する解析

A)解析ケース

- ・検討断面 : 盛土高 5m, 10m の 2 ケース (図 2.17参照)
- ・盛土の物性 : 粒度の良い砂および礫, 砂質土, 粘性土の 3 ケース (表 2.6参照)
- ・入力地震動 : 道示 V 参考資料 2.に示す地表面での加速度波形

B)解析方法

Newmark 法は、極限平衡法による限界水平震度（降伏加速度）を求める（図 2.18 (a)参照）。地盤面の入力地震動（加速度）との関係から、限界水平震度を上回る土塊の回転加速度 $\dot{\theta}$ を求め、それを積分して回転角 θ を算出し、すべり面の円弧半径 R を乗じて沈下量 $\delta = R \times \theta$ （網掛け範囲）を算出する方法である（図 2.18 (b)参照）。

Newmark 法は、すべり計算を適用して地震時残留変位量を算出できることから、比較的簡易な解析手法である。

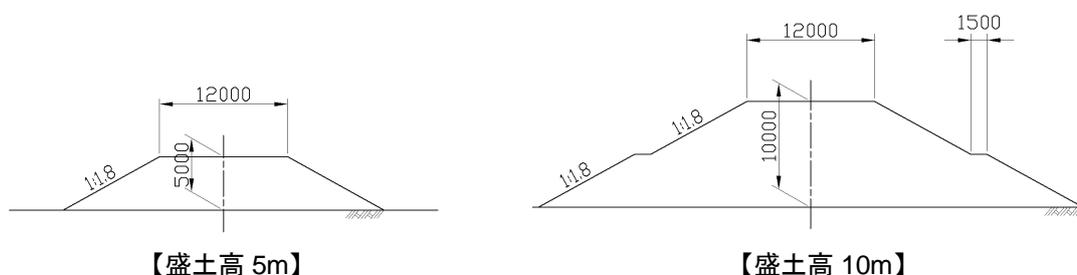
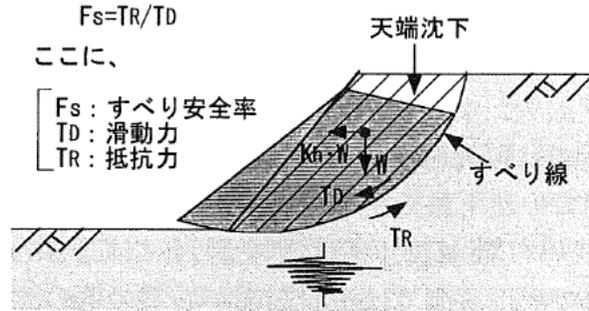


図 2.17 検討断面



(a) すべり線の設定と安定計算

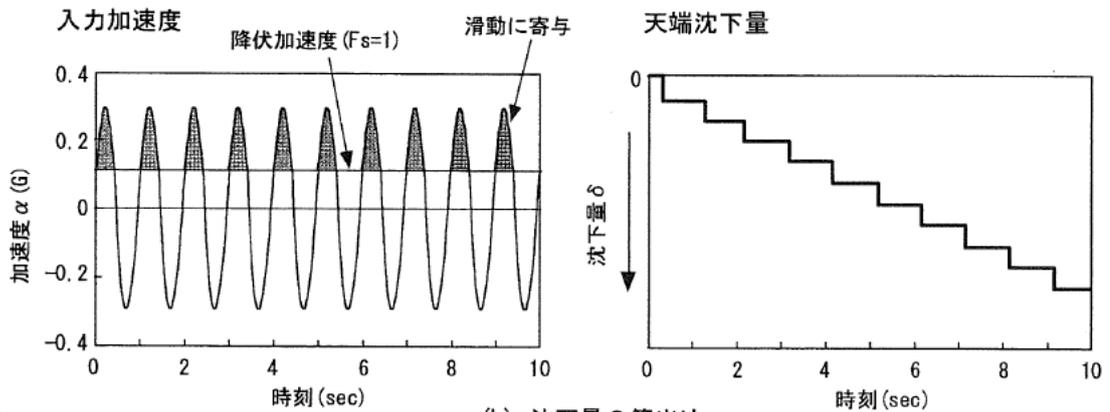


図 2.18 Newmark 法の概念

C)解析条件の整理

a)すべり面の発生位置

検討断面は、2車線道路を想定した盛土断面であり、法肩付近を通るすべり破壊では、盛土の供用性は概ね確保されることから、すべり面の発生位置は、1車線分の崩壊を考慮して、盛土中央位置とした。なお、制約条件として法面にすべり面が発生しない条件を与えて解析を実施している。

b)滑動が生じる限界水平震度

道路盛土は粒径が小さい材料を用いることから、ピーク強度と残留強度を考慮する。入力加速度が想定する滑動面で発揮される強度がピーク強度であるとし、最初に滑動が生じ始める水平震度を求める。一旦、滑動が生じた後は、滑動面にて発揮される強度は残留強度であるものとし、滑動が生じ始める水平震度を設定しなおす（図 2.19参照）。

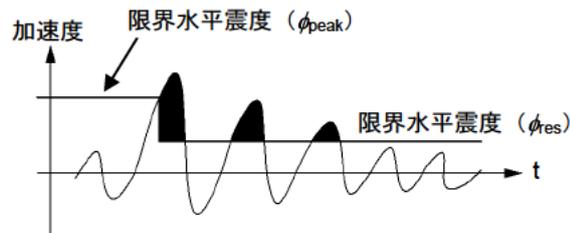


図 2.19 Newmark 法によるひずみ軟化を考慮した残留変形量の算出

c)入力地震動波形

道示V 参考資料2. に掲載されている全ての波形について試計算を実施した結果を表2.7に示す。タイプI地震動ではI-III-3(1994 KUSHIROGAWA)を、タイプII地震動ではII-II-1(1995 JR-TAKATORI N-S)を用いた場合に変位量が大きく算定されることが分った(図2.20に解析例を示す)。

表 2.7 Newmark 法による試計算結果(盛土高10m)

| 地震動 タイプ | ケース | 波形名 | 沈下量(m) | |
|------------|----------|---------------------------|--------|------|
| | | | 砂礫土 | 砂質土 |
| I | I-I-1 | 1978 KAIHOKU | 0.00 | 0.00 |
| I | I-I-2 | 1978 KAIHOKU | 0.00 | 0.00 |
| I | I-I-3 | 1993 SHICHIHOU | 0.00 | 0.00 |
| I | I-II-1 | 1968 ITAJIMA | 0.00 | 2.70 |
| I | I-II-2 | 1968 ITAJIMA | 0.00 | 1.69 |
| I | I-II-3 | 1994 ONNETTO | 0.00 | 2.10 |
| I | I-III-1 | 1983 TSUGARU | 0.00 | 6.31 |
| I | I-III-2 | 1983 TSUGARU | 0.00 | 9.62 |
| I | I-III-3 | 1994 KUSHIROGAWA | 1.28 | 9.75 |
| II | II-I-1 | 1995 JMA KOBE N-S | 0.58 | 1.69 |
| II | II-I-2 | 1995 JMA KOBE E-W | 0.86 | 2.47 |
| II | II-I-3 | 1995 HEPC INAGAWA N-S | 0.21 | 1.45 |
| II | II-II-1 | 1995 JR TAKATORI N-S | 1.44 | 4.63 |
| II | II-II-2 | 1995 JR TAKATORI E-W | 1.32 | 4.30 |
| II | II-II-3 | 1995 OGAS FUKIAI | 1.13 | 2.73 |
| II | II-III-1 | 1995 HEPC HIGASHI KOB | 0.23 | 2.61 |
| II | II-III-2 | 1995 KOBE PORT ISLAND N-S | 0.29 | 3.46 |
| II | II-III-3 | 1995 KOBE PORT ISLAND E-W | 1.38 | 3.45 |

ニューマーク法 (盛土高: 10m, 盛土材料: 砂質土)

縮尺: 1/1564

最小安全率 $F_{sMIN} = 1.265$
 円弧の中心 $X = 24.00$ (m)
 $Y = 23.00$ (m)
 半径 $R = 23.00$ (m)
 抵抗モーメント $M_R = 11329.2$ (kN・m)
 起動モーメント $M_D = 8953.8$ (kN・m)

| 層番号 | 飽和密度 (kN/m^3) | 定数密度 (kN/m^3) | 内部摩擦角 ($^\circ$) | 粘着力 (kN/m^2) | 粘着力の 一次係数 | 水平露出 | 鉛直露出 |
|-----|------------------------------------|------------------------------------|-----------------------|-----------------------------------|--------------|-------|-------|
| 1 | 19.00 | 19.00 | 33.00 | 1200.00 | 0.30 | 0.200 | 0.200 |
| 2 | 19.00 | 19.00 | 33.00 | 0.00 | 0.30 | 0.000 | 0.000 |

水の単位体積重量 = 10.00 (kN/m^3)

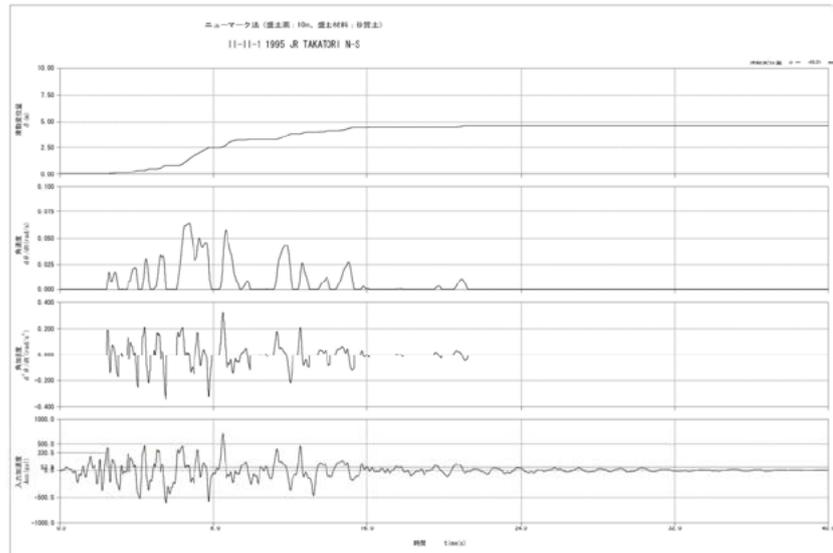
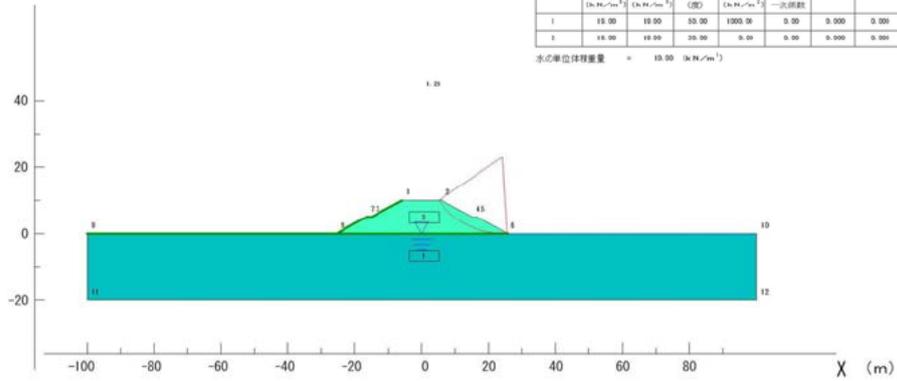


図 2.20 Newmark 法による試計算結果の例 (入力波形: II-II-1)

2) 現地盤の液状化による沈下に関する解析

A) 解析ケース

- ・ 検討断面 : 盛土高 5m, 10m とし, 法面断面とウィング考慮断面の計 4 ケース (図 2.21, 図 2.22 参照)
- ・ 盛土の物性 : 盛土の物性の変化が解析結果に与える影響は小さいと考えられるため, 砂質土とする (表 2.6 参照)。なお, ウィング考慮断面のウィングに挟まれた部分も同じ物性とした。
- ・ 現地盤の物性 : 液状化が生じる場合で, 土層構成は図 2.23 に示す 3 ケース

液状化層より下層については、非液状化層といて、 N 値=30 相当の砂質土層としてモデル化



図 2.21 検討断面（盛土高 5m）

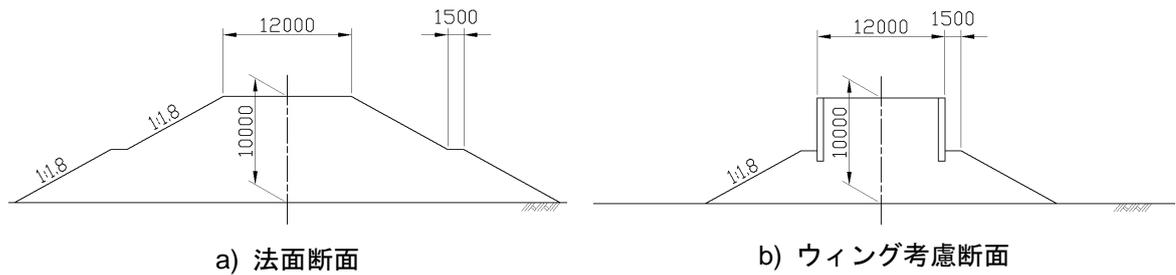


図 2.22 検討断面（盛土高 10m）

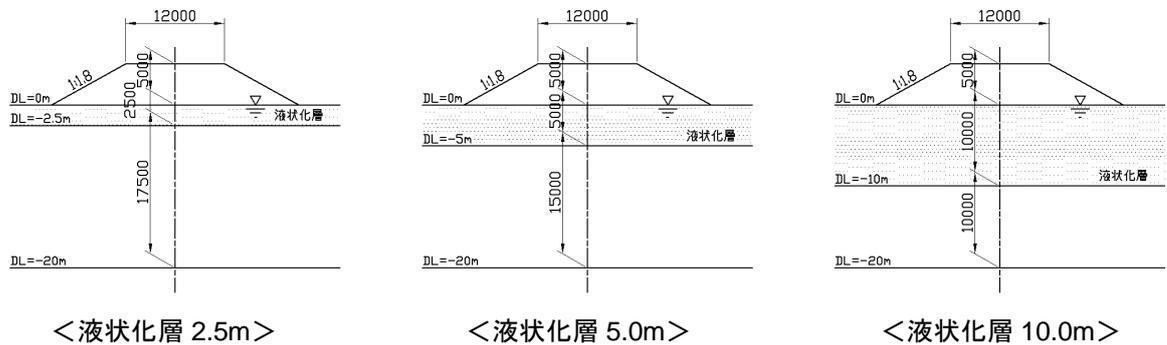


図 2.23 現地盤の物性

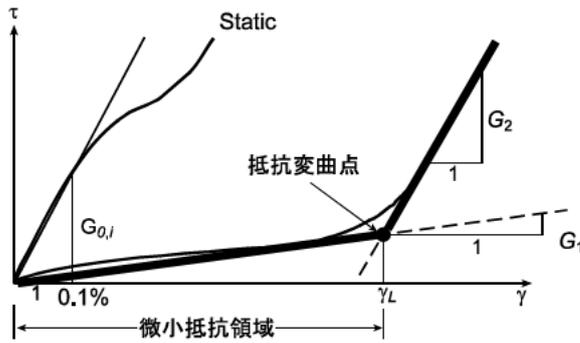
B)解析方法

沈下解析には ALID (Analysis for Liquefaction-Induced Deformation)を用い、液状化前後の剛性の違いによる沈下量を算出することとする。ALID は、外力を重力(自重)のみとした静的変形解析であり、盛土の変形は液状化層の剛性が低下した結果、盛土荷重により生じるものとみなした手法である。

地震前後の液状化地盤のせん断応力～せん断ひずみ関係を、図 2.24の太線で示した下に凸のバイリニアモデルで近似して表現している。モデルの微小抵抗領域の勾配(地震後のせん断剛性) G_1 、剛性回復域の勾配(回復後のせん断剛性) G_2 、剛性回復点(抵抗変曲点)のひずみ γ_L などは依存している。なお、地震後のせん断剛性 G_1 は、図 2.25の関係から算定され(安田・稲垣の式)²¹⁾²²⁾、 G_1 と G_2 、 γ_L との関係は図 2.24の式による²³⁾。

ALID は、河川堤防の被災事例等を元に開発され、河川堤防の耐震性能照査設計に適用されている。この手法は、静的照査法であり、入力条件が少ないこと、解析結果が多く

の場合安全側の結果を与える特徴を有する。ただし、河川構造物の耐震性能照査指針(案)²⁴⁾では、液状化層厚が10m以上ある場合には、過度の安全側の結果を与える可能性があるため、盛土高の75%を越える沈下量をALIDの適用範囲としている。



ここに、

$$\gamma_L = \left(\frac{1300}{G_1} \right)^{0.5587}, \quad G_2 = \frac{2000}{\gamma_L}$$

図 2.24 せん断応力-せん断ひずみ関係

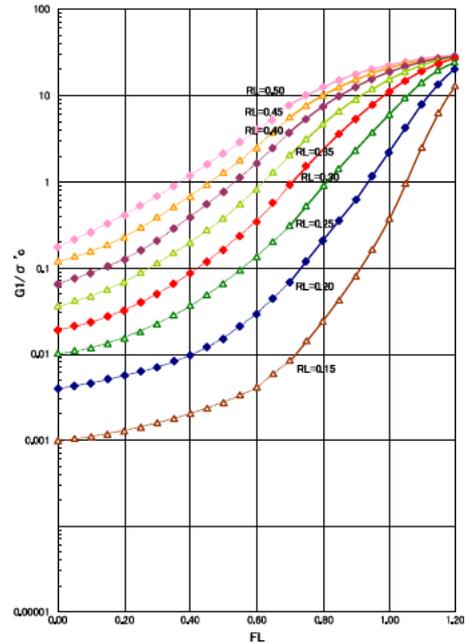


図 2.25 地震後のせん断剛性 G_1

C)解析条件の整理

a)液状化地盤の物性値

ALIDでは、液状化によるせん断剛性低下を繰返し三軸強度比 R_L と液状化に対する抵抗率 F_L により評価する。よって、「道示V8.2.3 砂質土層の液状化の判定」において R_L は、有効上載圧 100kN/m^2 相当に換算した N 値である N_1 と細粒分含有率 $FC(\%)$ の関数であること、 F_L も R_L の関数であることから、液状化地盤の物性は、 R_L で評価することとする。解析ケースとしては、 $R_L=0.20, 0.25, 0.30$ の3ケースとする。

ここで、 N_1, FC および R_L の関係を図 2.26に整理し、 $FC=10\%$ では、 $R_L=0.20, 0.30$ に相当する N_1 値はそれぞれ 8.7, 19.3 となる。

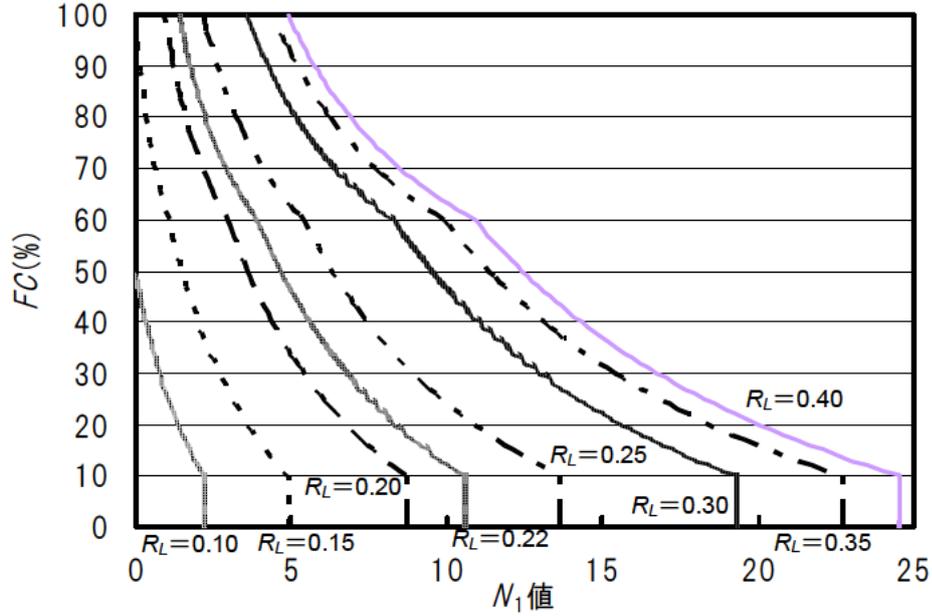


図 2.26 M_1 , FC および R_L の関係

b) 地盤面における設計水平震度

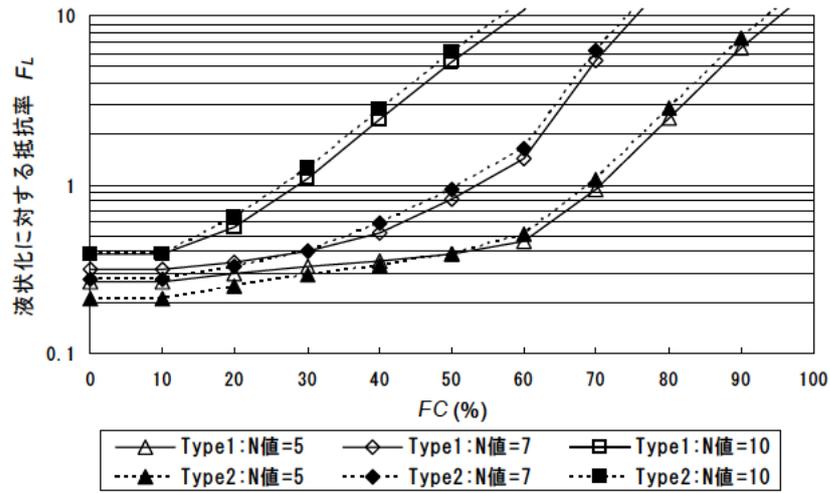
液状化の判定に用いる地盤面における設計水平震度 k_{hg} は、表 2.8 に示すように地震動タイプおよび地盤種別により異なる。ただし、地盤種別が I 種で液状化が生じる可能性は小さいため、II 種と III 種地盤を対象とする。

地震動タイプ毎に地盤面における設計水平震度が最大となるタイプ I 地震動では III 種地盤、タイプ II 地震動では II 種地盤を対象として、液状化層の層厚と N 値を変化させて、液状化に対する抵抗率 F_L を算出した。図 2.27 に細粒分含有率 FC (%) に対する液状化に対する抵抗率 F_L の関係を示す。これによると、液状化層厚が大きくなると、有効上載圧の影響により同じ細粒分含有率 FC (%) であっても液状化抵抗率が小さくなるが、地震動タイプによる液状化に対する抵抗率 F_L への影響はほとんどないことが判る。

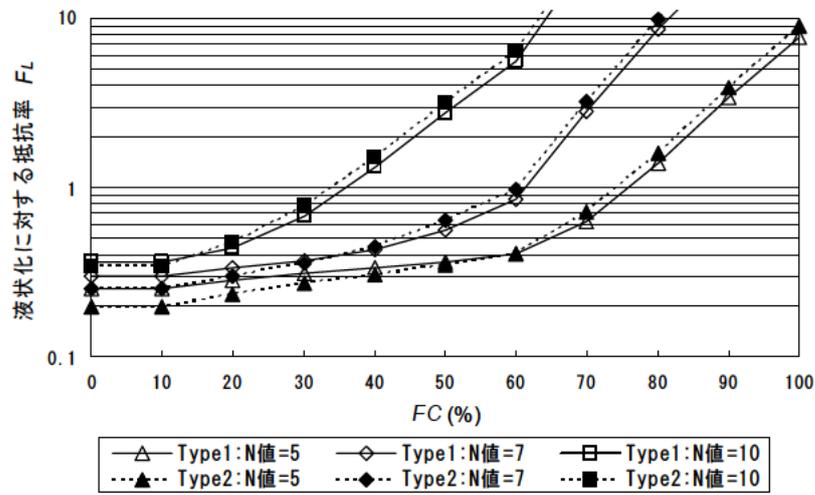
以上から、本解析に用いる地盤面における設計水平震度 k_{hg} は、タイプ I 地震動の III 種地盤の値 $k_{hg}=0.40$ を用いることとする。

表 2.8 地盤面における設計水平震度 k_{hg} (道示 V6.4.3)

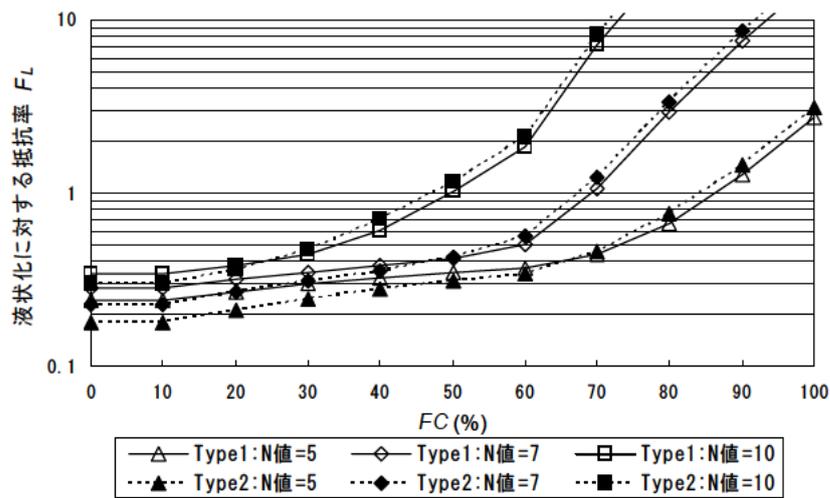
| | I 種地盤 | II 種地盤 | III 種地盤 |
|------------|-------|--------|---------|
| タイプ I 地震動 | 0.30 | 0.35 | 0.40 |
| タイプ II 地震動 | 0.80 | 0.70 | 0.60 |



(a) 液状化層厚 2.5m



(b) 液状化層厚 5.0m



(c) 液状化層厚 10.0m

図 2.27 液状化に対する抵抗率 F_L —細粒分含有率 FC 関係

(4)解析結果

1)橋梁アプローチ構造に生じるすべり土塊の滑動による沈下解析 (Newmark 法)

解析結果を表 2.9～表 2.10に示し、砂礫土および砂質土については、残留強度 ϕ_{res} を変化させた結果についても併せて示す。図 2.28, 図 2.29に残留強度の変化による滑動変位量および沈下率の関係を示す。これより次のことが判った。

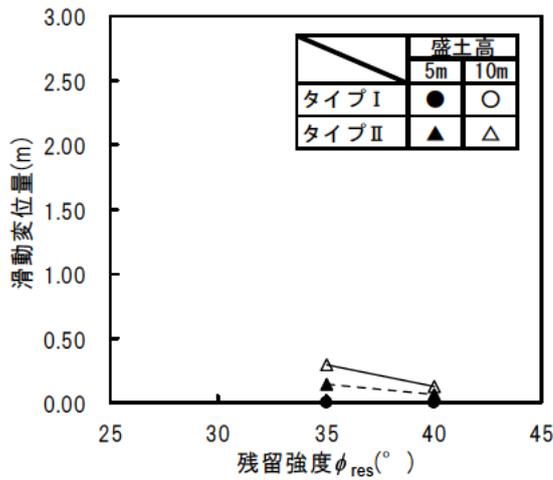
- ・ 粒度の良い砂および礫（砂礫土）では、残留沈下量は 0.5m 以下であり、沈下率は最大 3%となる。
- ・ 砂質土では、残留沈下量は概ね盛土高の 20%, 残留強度 $\phi_{res}=35^\circ$ とした場合には、沈下率は、盛土高の 10%となり、残留強度として $\phi_{res}=35^\circ$ 程度が期待できるような材料の選定、施工管理が必要である。
- ・ 上述は、盛土中央位置でのすべり面を想定した場合の結果であるが、法肩位置にすべり面が生じると想定した場合には、沈下率が大きくなる（図 2.30参照）。

表 2.9 Newmark 法による解析結果（盛土高 5m）

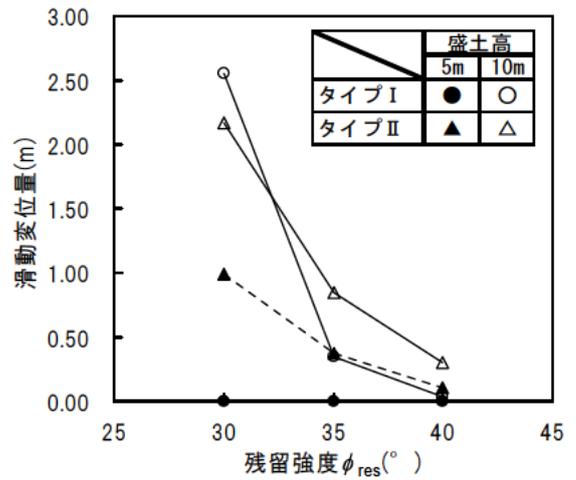
| 入力地震動 | | | | 盛土材料 | 物性値 | | 滑動変位量 (m) | 沈下率 滑動変位量 / 盛土高 |
|--------|------|---------|----------------------|------|-----------------------------|--|-----------|--------------------|
| 地震動タイプ | 地盤種別 | ケース名 | 波形名 | | 単位体積重量 (kN/m ³) | せん断抵抗角 (ϕ_{peak}, ϕ_{res}) (°) | | |
| I | III | I-III-3 | 1994 KUSHIROGAWA | 砂礫土 | 20 | 50,35 | 0.00 | 0.00 |
| | | | | 砂礫土 | 20 | 50,40 | 0.00 | 0.00 |
| | | | | 砂質土 | 19 | 45,30 | 0.00 | 0.00 |
| | | | | 砂質土 | 19 | 45,35 | 0.00 | 0.00 |
| | | | | 砂質土 | 19 | 45,40 | 0.00 | 0.00 |
| | | | | ローム | 14 | 35,30 | 0.78 | 0.16 |
| II | II | II-II-1 | 1995 JR TAKATORI N-S | 砂礫土 | 20 | 50,35 | 0.14 | 0.03 |
| | | | | 砂礫土 | 20 | 50,40 | 0.06 | 0.01 |
| | | | | 砂質土 | 19 | 45,30 | 0.99 | 0.20 |
| | | | | 砂質土 | 19 | 45,35 | 0.37 | 0.07 |
| | | | | 砂質土 | 19 | 45,40 | 0.11 | 0.02 |
| | | | | ローム | 14 | 35,30 | 1.11 | 0.22 |

表 2.10 Newmark 法による解析結果（盛土高 10m）

| 入力地震動 | | | | 盛土材料 | 物性値 | | 滑動変位量 (m) | 沈下率 滑動変位量 / 盛土高 |
|--------|------|---------|----------------------|------|-----------------------------|--|-----------|--------------------|
| 地震動タイプ | 地盤種別 | ケース名 | 波形名 | | 単位体積重量 (kN/m ³) | せん断抵抗角 (ϕ_{peak}, ϕ_{res}) (°) | | |
| I | III | I-III-3 | 1994 KUSHIROGAWA | 砂礫土 | 20 | 50,35 | 0.00 | 0.00 |
| | | | | 砂礫土 | 20 | 50,40 | 0.00 | 0.00 |
| | | | | 砂質土 | 19 | 45,30 | 2.55 | 0.26 |
| | | | | 砂質土 | 19 | 45,35 | 0.35 | 0.03 |
| | | | | 砂質土 | 19 | 45,40 | 0.04 | 0.00 |
| | | | | ローム | 14 | 35,30 | 2.94 | 0.29 |
| II | II | II-II-1 | 1995 JR TAKATORI N-S | 砂礫土 | 20 | 50,35 | 0.29 | 0.03 |
| | | | | 砂礫土 | 20 | 50,40 | 0.13 | 0.01 |
| | | | | 砂質土 | 19 | 45,30 | 2.17 | 0.22 |
| | | | | 砂質土 | 19 | 45,35 | 0.85 | 0.09 |
| | | | | 砂質土 | 19 | 45,40 | 0.30 | 0.03 |
| | | | | ローム | 14 | 35,30 | 2.30 | 0.23 |

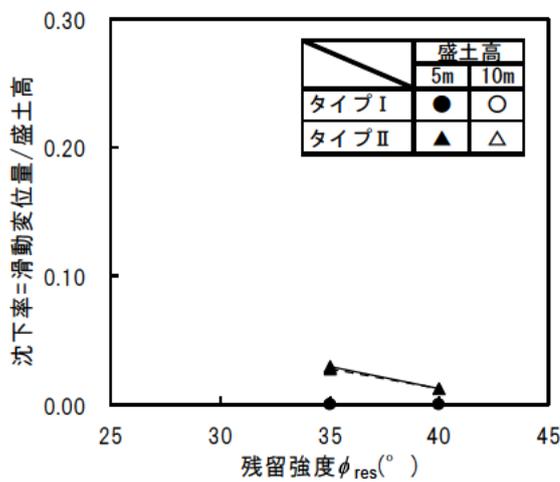


(a) 砂礫土 (ピーク強度 $\phi_{peak}=50^\circ$)

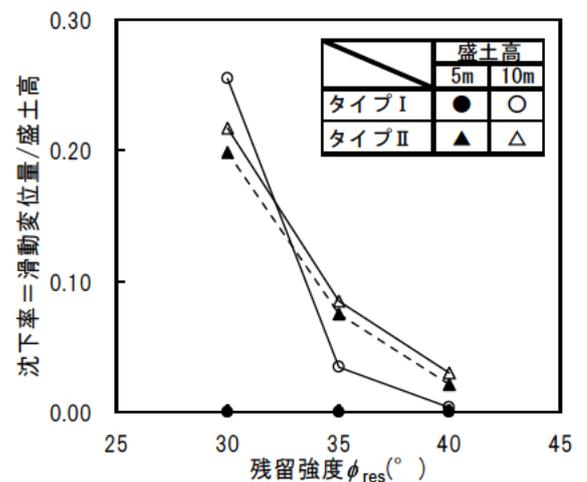


(b) 砂質土 (ピーク強度 $\phi_{peak}=45^\circ$)

図 2.28 滑動変位量—残留強度 ϕ_{res} の関係

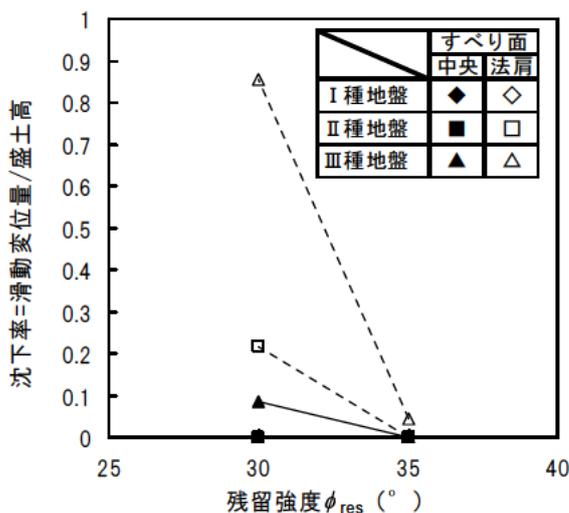


(a) 砂礫土 (ピーク強度 $\phi_{peak}=50^\circ$)

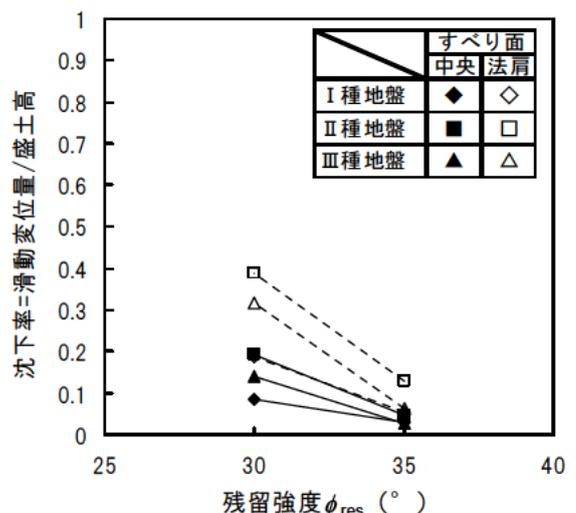


(b) 砂質土 (ピーク強度 $\phi_{peak}=45^\circ$)

図 2.29 沈下率—残留強度 ϕ_{res} の関係



(a) タイプ I



(b) タイプ II

図 2.30 すべり面位置による沈下率の違い (砂礫土 $\phi_{res}=35^\circ$, 砂質土 $\phi_{res}=30^\circ$)

盛土高 10m 砂質土
 $\phi_{res}=30^\circ$
 入力波形 II-II-1

最小安全率 $F S_{MIN} = 1.470$
 円弧の中心 $X = 25.00$ (m)
 $Y = 37.00$ (m)
 半径 $R = 37.00$ (m)
 抵抗モーメント $M_R = 30256.7$ (kN・m)
 起動モーメント $M_D = 20588.2$ (kN・m)

| 層番号 | 飽和重量 (kN/m ³) | 湿潤重量 (kN/m ³) | 内部摩擦角 (度) | 粘着力 (kN/m ²) | 粘着力の 一次係数 |
|-----|------------------------------|------------------------------|--------------|-----------------------------|--------------|
| 1 | 19.00 | 19.00 | 50.00 | 1000.00 | 0.00 |
| 2 | 19.00 | 19.00 | 30.00 | 0.00 | 0.00 |

水の単位体積重量 = 10.00 (kN/m³)

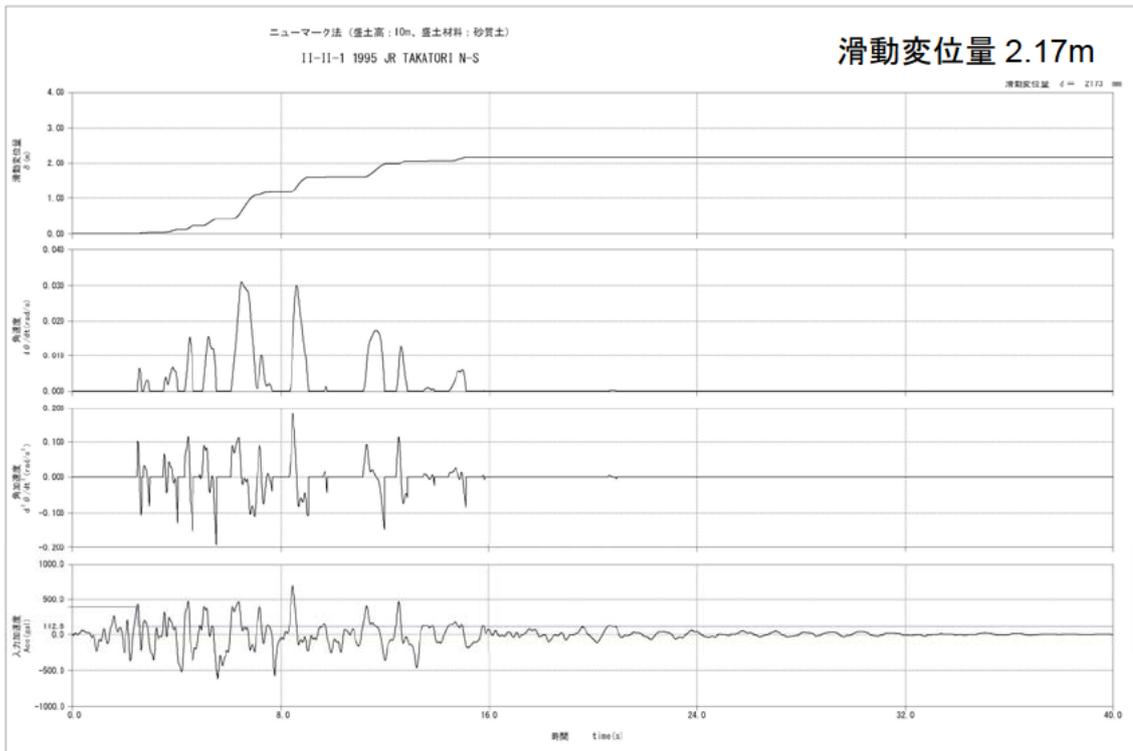
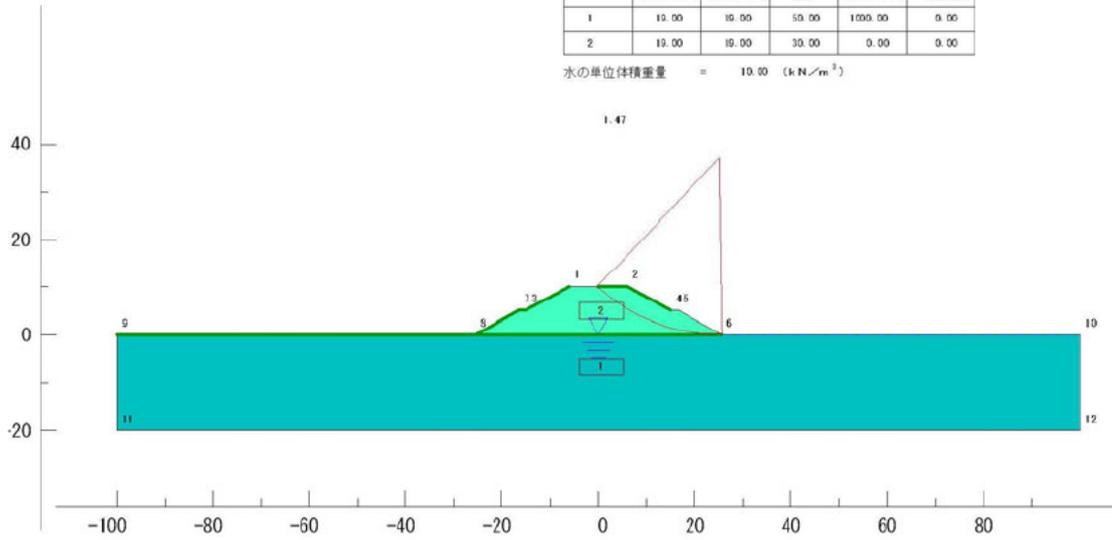


図 2.31 Newmark 法の解析結果の例 1

盛土高 10m 砂質土
 $\phi_{res}=35^\circ$
 入力波形 II-II-1

最小安全率 F S MIN = 1.782
 円弧の中心 X = 25.00 (m)
 Y = 37.00 (m)
 半径 R = 37.00 (m)
 抵抗モーメント M R = 36695.2 (k N · m)
 起動モーメント M D = 20588.2 (k N · m)

| 層番号 | 飽和重量 (k N/m ³) | 湿潤重量 (k N/m ³) | 内部摩擦角 (度) | 粘着力 (k N/m ²) | 粘着力の 一次係数 |
|-----|-------------------------------|-------------------------------|--------------|------------------------------|--------------|
| 1 | 19.00 | 19.00 | 50.00 | 1000.00 | 0.00 |
| 2 | 19.00 | 10.00 | 35.00 | 0.00 | 0.00 |

水の単位体積重量 = 10.00 (k N/m³)

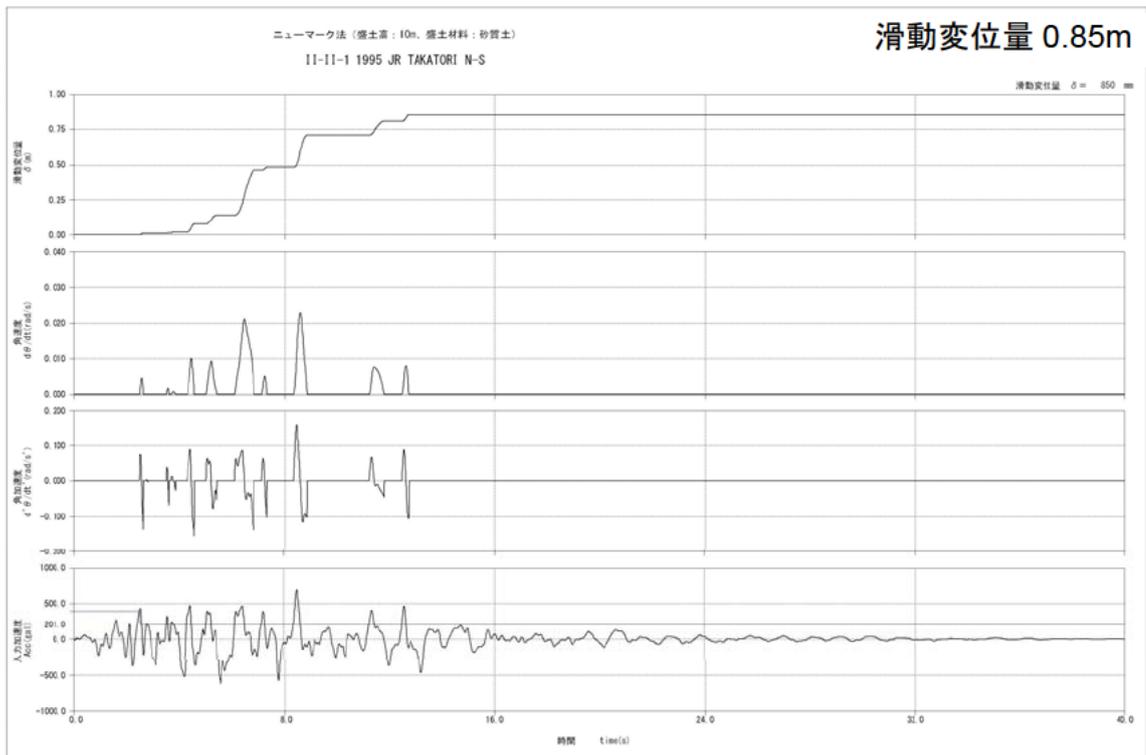
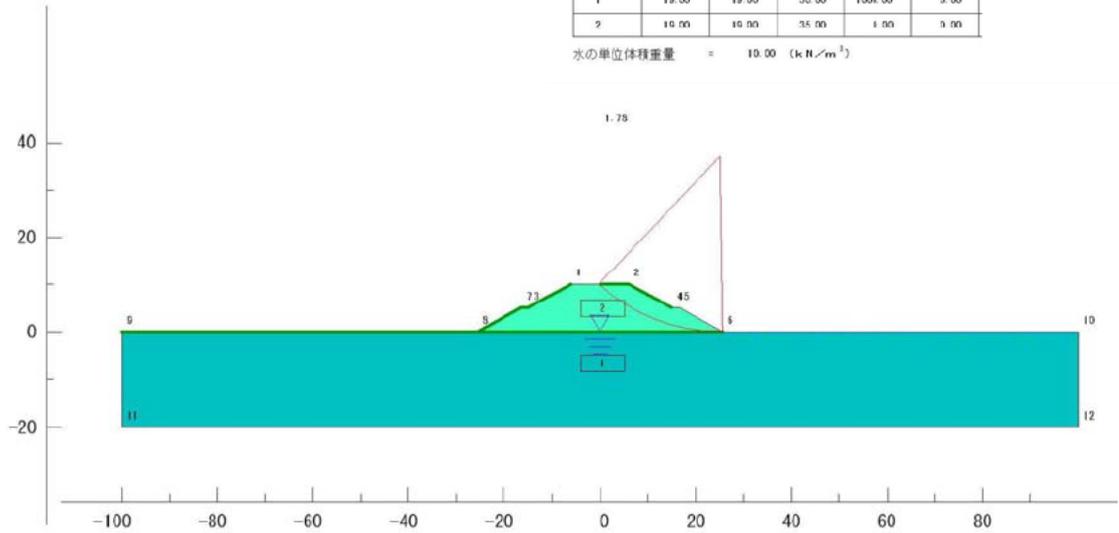


図 2.32 Newmark 法の解析結果の例 2

2)現地盤の液状化による沈下解析 (ALID)

A)解析メッシュ

法面断面とウイング考慮断面について ALID の解析メッシュの例を図 2.33, 図 2.34 に示す。ウイング部は, 盛土部(B)と材料物性は同じであるが, 液状化後も剛性低下がしない(弾性)として扱っている。

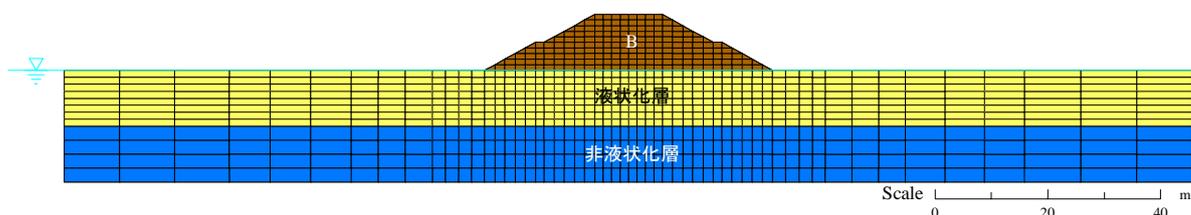


図 2.33 法面断面の解析メッシュの例 (盛土高 10m, 液状化層厚 10m)

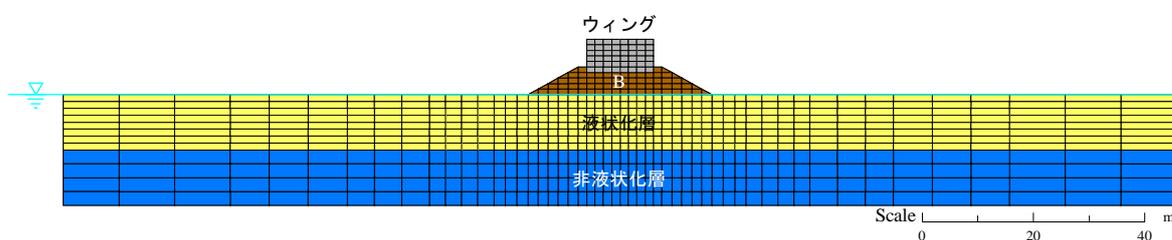


図 2.34 ウイング考慮断面の解析メッシュの例 (盛土高 10m, 液状化層厚 10m)

B)解析結果

解析結果を表 2.11に示し, 表 2.11の網掛けのケースについて, 変形図と F_L 値を図 2.35~図 2.38に示す。変形図から, 液状化により盛土が沈下する性状が確認できる。また, 盛土直下の液状化に対する抵抗率 F_L は, 盛土周辺地盤と比べて値が大きく, 盛土の上載圧により液状化の程度が低くなる傾向を再現できている。液状化層の条件が同一の場合に, ウイング考慮断面の方が法面断面と比べ, 沈下量が大きくなるのは, 液状化に対する抵抗率 F_L の違いによるものと想定される。

法面断面とウイング考慮断面の沈下量の比較を図 2.39に示す。沈下量が 3m 程度以下では法面断面とウイング考慮断面に有意な差が見られない。よって, 法面断面の結果を元に結果を整理する。

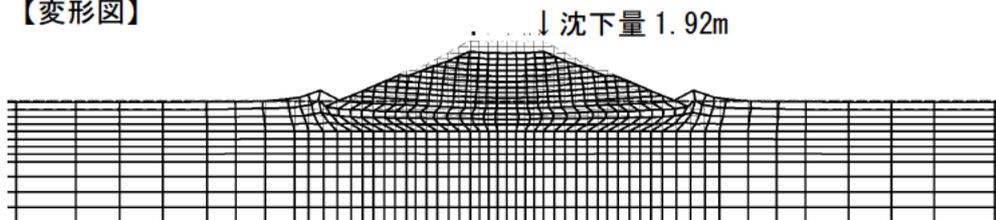
図 2.40, 図 2.41に液状化層厚に対する沈下量と沈下率 (=沈下量/盛土高)を示す。液状化層厚が大きくなると(層厚 10m), 沈下率が大きくなる。盛土高の 20%を沈下量の限界とすると, 液状化層厚の適用範囲は 5m 以下であることがわかる。

図 2.42, 図 2.43に繰返し三軸強度比 R_L に対する沈下量と沈下率 (=沈下量/盛土高)を示す。繰返し三軸強度比 R_L が小さくなると ($R_L=0.20$), 沈下率が大きくなる。盛土高の 20%を沈下量の限界とすると, 繰返し三軸強度比の適用範囲は $R_L=0.25$ 以上と考えられる。

表 2.11 ALID の解析結果

| (a) 法面断面 | | | | | | (b) ウィング考慮断面 | | | | | |
|----------|---------|-----------|-------------|--------------------------|-------|--------------|---------|-----------|-------------|--------------------------|-------|
| No. | 盛土高 (m) | 液状化層厚 (m) | 液状化強度 R_L | 沈下量 過剰間隙水圧 消散後 (m) | 沈下率 | No. | 盛土高 (m) | 液状化層厚 (m) | 液状化強度 R_L | 沈下量 過剰間隙水圧 消散後 (m) | 沈下率 |
| 1 | 5 | 2.5 | 0.20 | 0.57 m | 0.114 | 1 | 5 | 2.5 | 0.20 | 0.53 m | 0.106 |
| 2 | 5 | | 0.25 | 0.38 m | 0.076 | 2 | 5 | | 0.25 | 0.26 m | 0.052 |
| 3 | 5 | | 0.30 | 0.26 m | 0.052 | 3 | 5 | | 0.30 | 0.15 m | 0.030 |
| 4 | 10 | | 0.20 | 0.97 m | 0.097 | 4 | 10 | | 0.20 | 0.73 m | 0.073 |
| 5 | 10 | | 0.25 | 0.71 m | 0.071 | 5 | 10 | | 0.25 | 0.48 m | 0.048 |
| 6 | 10 | | 0.30 | 0.43 m | 0.043 | 6 | 10 | | 0.30 | 0.28 m | 0.028 |
| 7 | 5 | 5 | 0.20 | 1.84 m | 0.368 | 7 | 5 | 5 | 0.20 | 2.05 m | 0.410 |
| 8 | 5 | | 0.25 | 0.93 m | 0.186 | 8 | 5 | | 0.25 | 0.93 m | 0.186 |
| 9 | 5 | | 0.30 | 0.55 m | 0.110 | 9 | 5 | | 0.30 | 0.48 m | 0.096 |
| 10 | 10 | | 0.20 | 1.92 m | 0.192 | 10 | 10 | | 0.20 | 2.17 m | 0.217 |
| 11 | 10 | | 0.25 | 1.23 m | 0.123 | 11 | 10 | | 0.25 | 1.12 m | 0.112 |
| 12 | 10 | | 0.30 | 0.76 m | 0.076 | 12 | 10 | | 0.30 | 0.61 m | 0.061 |
| 13 | 5 | 10 | 0.20 | 5.98 m | 1.196 | 13 | 5 | 10 | 0.20 | 6.51 m | 1.302 |
| 14 | 5 | | 0.25 | 2.64 m | 0.528 | 14 | 5 | | 0.25 | 2.82 m | 0.564 |
| 15 | 5 | | 0.30 | 1.34 m | 0.268 | 15 | 5 | | 0.30 | 1.37 m | 0.274 |
| 16 | 10 | | 0.20 | 5.27 m | 0.527 | 16 | 10 | | 0.20 | 6.59 m | 0.659 |
| 17 | 10 | | 0.25 | 2.63 m | 0.263 | 17 | 10 | | 0.25 | 2.96 m | 0.296 |
| 18 | 10 | | 0.30 | 1.45 m | 0.145 | 18 | 10 | | 0.30 | 1.43 m | 0.143 |

【変形図】



【FL 値】

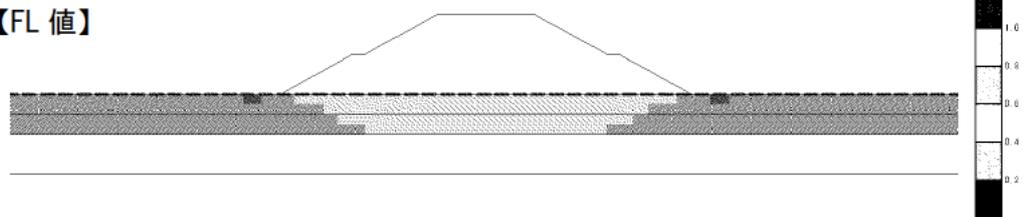


図 2.35 ALID の解析結果の例 1 (法面断面, 盛土高 10m, 液状化層厚 5m, $R_L=0.20$)

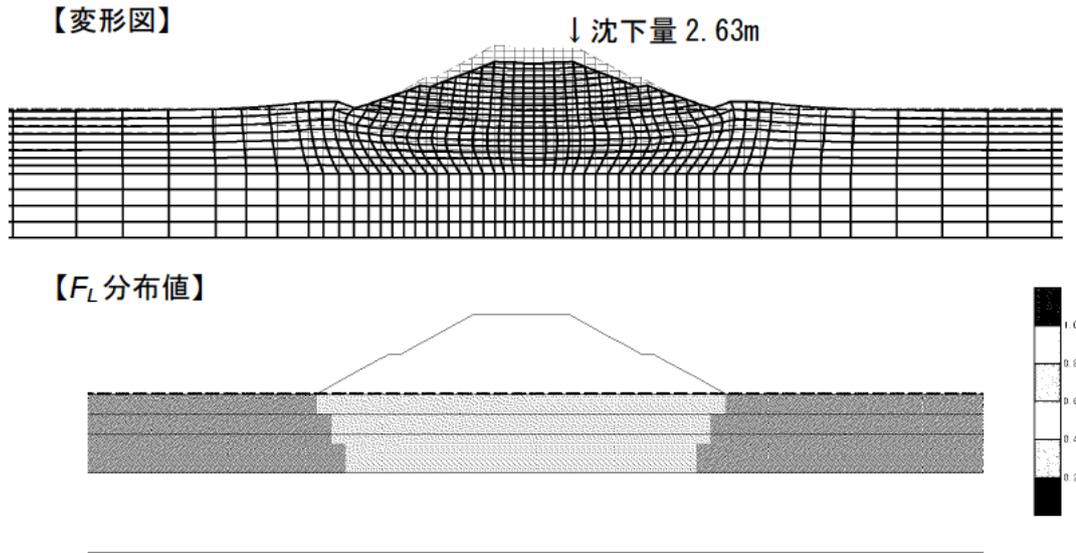


図 2.36 ALID の解析結果の例 2 (法面断面, 盛土高 10m, 液状化層厚 10m, $R_L=0.25$)

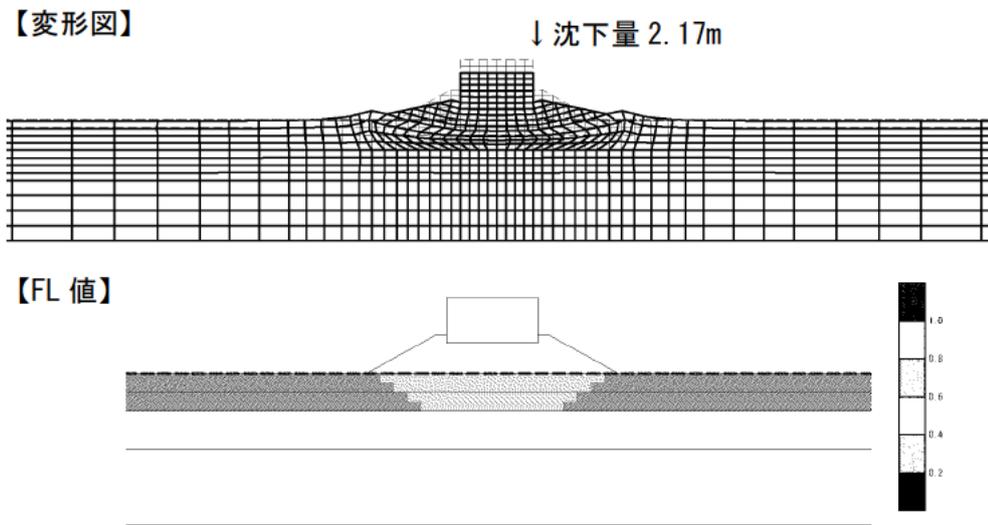


図 2.37 ALID の解析結果の例 3 (ウイング考慮断面, 盛土高 10m, 液状化層厚 5m, $R_L=0.20$)

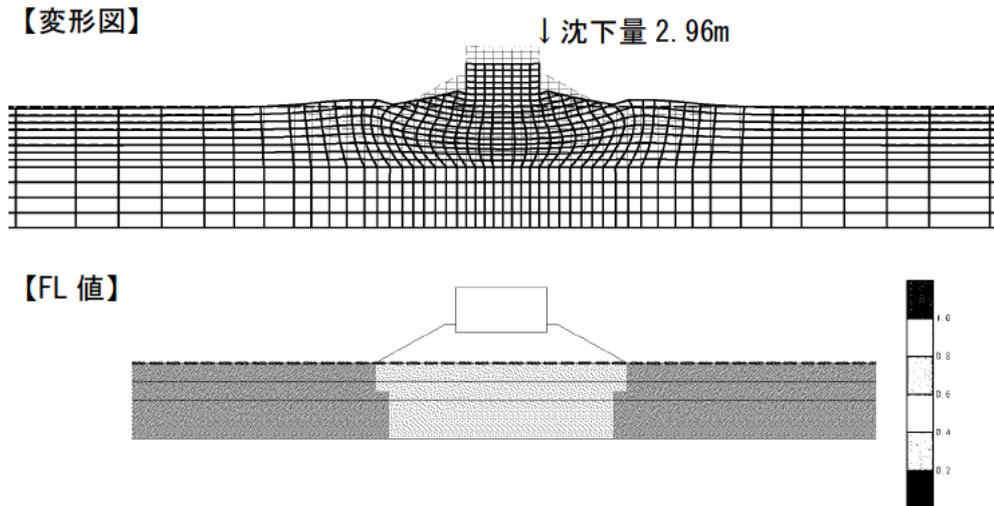


図 2.38 ALID の解析結果の例 4 (ウイング考慮断面, 盛土高 10m, 液状化層厚 10m, $R_L=0.25$)

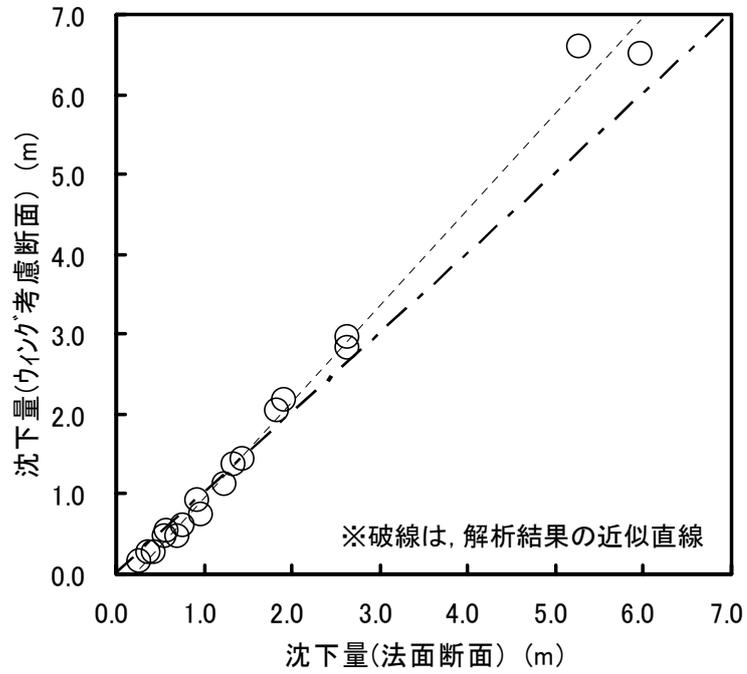


図 2.39 法面断面とウイング考慮断面の沈下量の比較

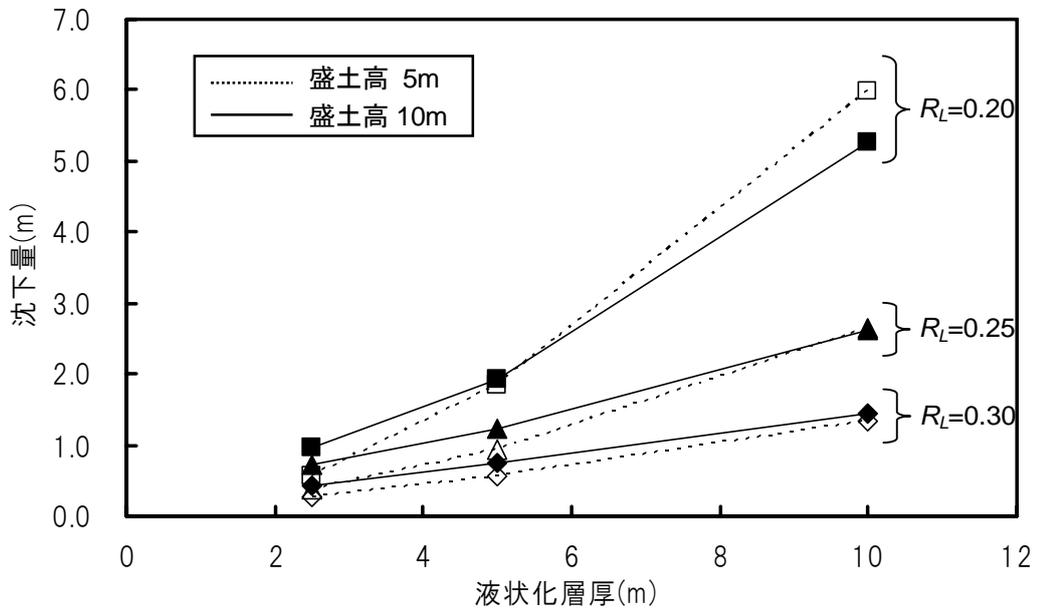


図 2.40 沈下量－液状化層厚の関係

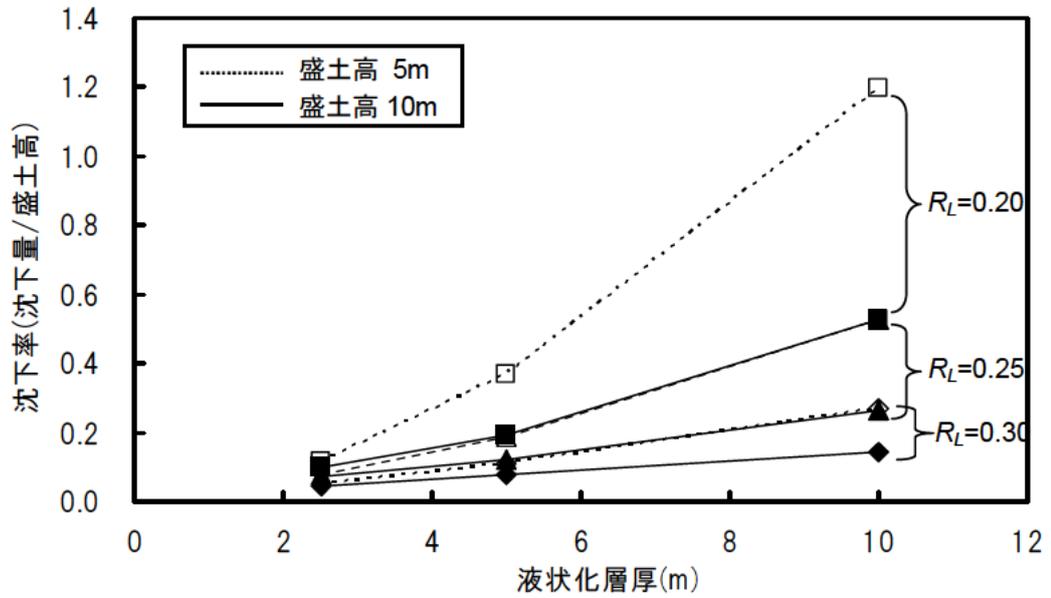


図 2.41 沈下率－液状化層厚の関係

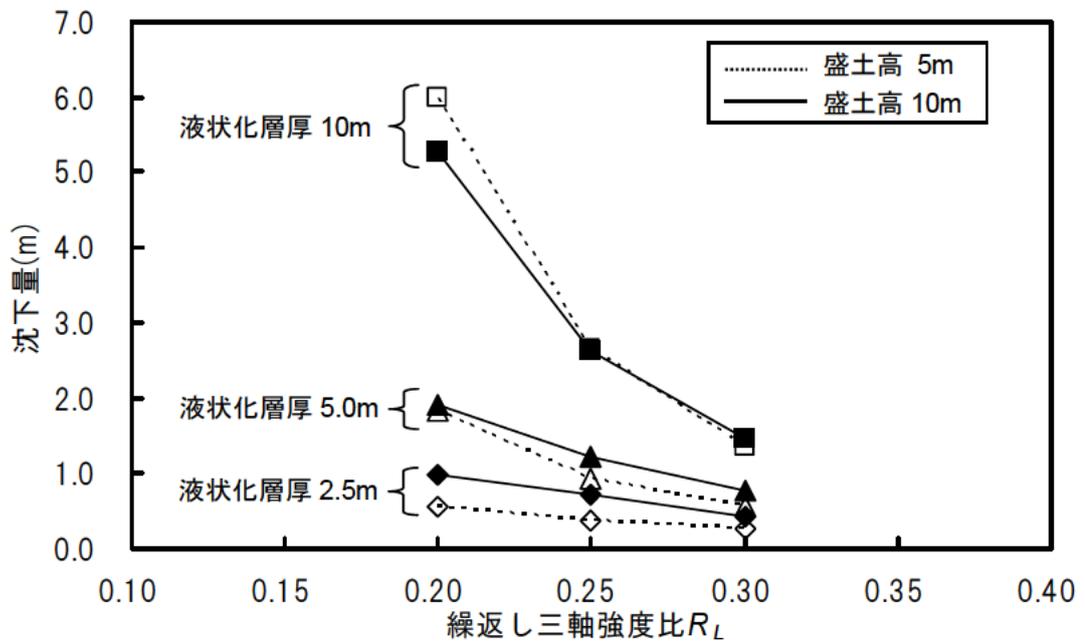


図 2.42 沈下量－繰返し三軸強度比の関係

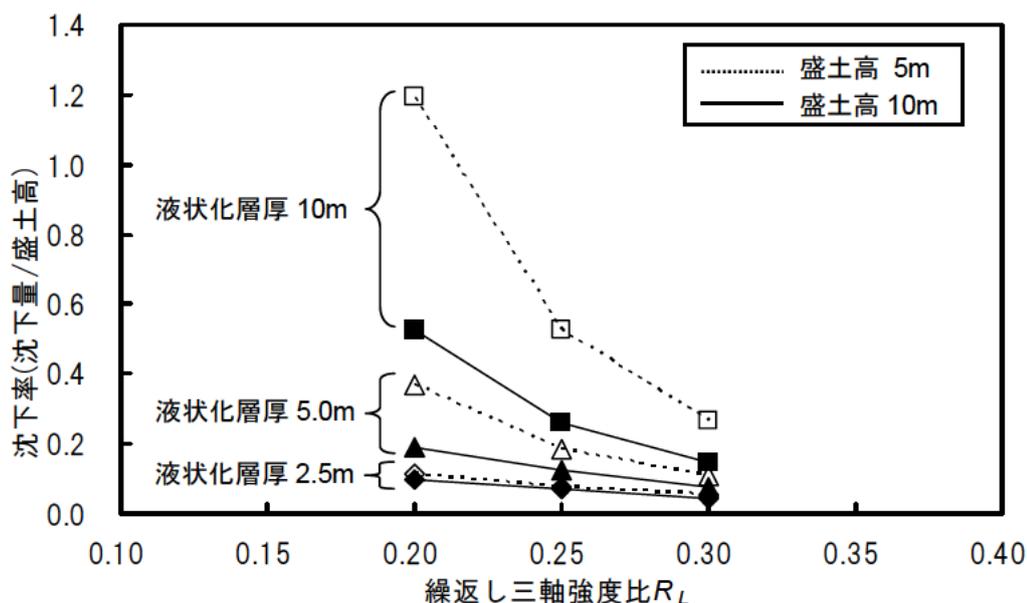


図 2.43 沈下率—繰返し三軸強度比の関係

2.4.4 まとめ

(1) 残留変形量から設定する地盤抵抗の低減

大規模地震動により橋梁アプローチ構造に生じる残留変形量について検討した結果、以下のことが確認された。

- ・ 被災事例の調査によると、残留変形量は盛土高の 10%未満であり、地震による橋台背面土の地盤抵抗が考慮できないような盛土の崩壊は生じてはいないと考えられる。すなわち、調査事例と比べ良質な材料の使用および施工品質の確保を規定した橋梁アプローチ構造を適用すれば、地盤抵抗が考慮できないような盛土の崩壊は生じないと考えられる。
- ・ 橋梁アプローチ構造に生じる法面すべりに関する数値解析によると、残留変形量は盛土材料の残留強度 ϕ_{res} の影響を大きく受ける。すべり面の位置を盛土の天端の中心位置とした場合、 $\phi_{res}=35^\circ$ を確保すれば、盛土天端中心位置の残留変形量は盛土高の 10%に留まる。ただし、法肩位置に生じる法面すべりによる残留変形量は盛土天端中心位置より大きくなることから、残留変形量は盛土高の 20%を目安とする。
- ・ 橋梁アプローチ構造の支持地盤の液状化による沈下に関する数値解析によると、液状化層厚が大きくなる程、繰返し三軸強度比 R_L が小さくなる程、残留変形量は大きくなる。盛土高の 20%を残留変形量とした場合、液状化層は層厚 5m 以下あるいは、繰返し三軸強度比 $R_L=0.25$ 以上である。
- ・ 以上の結果を踏まえ、レベル 2 地震時における橋梁アプローチ構造の地盤抵抗の低減は、安全側の判断として盛土高の 80%とすることとした。

(2)液状化を生じる恐れがある地盤でのインテグラルアバット橋の適用条件

解析結果から、沈下率が盛土高の20%以下となるのは、表 2.12に示す通りである。ここで、盛土高の20%以下となる液状化層厚 H_L 、繰返し三軸強度比 R_L の関係は、概ね表 2.12の網掛けの組合せであるとして、液状化層厚 $H_L=5\text{m}$ 、繰返し三軸強度比 $R_L=0.25$ の比 $H_L/R_L=20$ を変化させて、他の2点を概ね式を検討した。

その結果、水平支持を橋梁アプローチ構造に依存するため、適用地盤の条件として、盛土高の80%を満足するための条件式を以下の通り作成した。なお、非常に薄い液状化層があり、その層の繰返し三軸強度比 R_L が小さい場合には、以下の式を満足せずにインテグラルアバット橋の適用外となるが、液状化が生じる場合には、極端には盛土高の20%の地盤抵抗を考慮しないのと同様と考えられることから、液状化層厚が盛土高の20%未満の場合には、 R_L の値によらず適用可能とするのがよい考えられる。

表 2.12 沈下率が盛土高の20%以下に対する判定

| 繰返し三軸強度比 R_L | 液状化層厚 H_L | | |
|----------------|-------------|----|-----|
| | 2.5m | 5m | 10m |
| 0.20 | ○ | △ | × |
| 0.25 | ○ | ○ | × |
| 0.30 | ○ | ○ | △ |

※○：盛土高 5,10m 両方で OK，△：盛土高 10m で OK，×：盛土高 5,10m 両方で OUT
<適用条件>

- ・ 液状化層厚 H_L は 10m 以下とし、 H_L と繰返し三軸強度比 R_L が次式を満足する場合（図 2.44参照の適用領域）。

$$\frac{H_L}{R_L^3} \leq 320$$

- ・ ただし、液状化層厚が盛土高の20%未満の場合は R_L の値によらず適用可能とする。

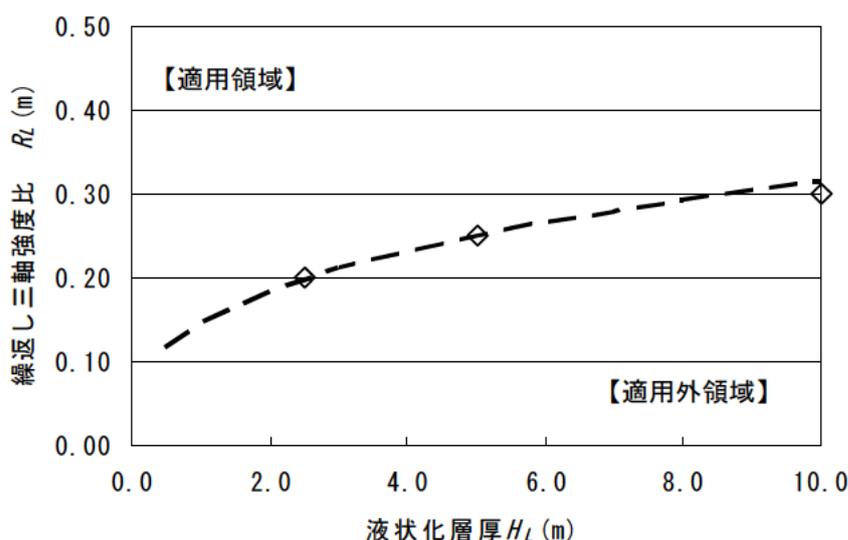


図 2.44 液状化層厚－繰返し三軸強度比の関係

2.5 漸増解析によるレベル2地震時の解析モデルと照査法の整理とその試算

2.5.1 検討概要

昨年度までに、インテグラルアバット橋のレベル2地震時における耐震性能の照査方法は、道示V5.5に示す地震時の挙動が複雑ではない橋に該当するとして、道示Vにおける地盤面における設計水平震度 k_{hg} を用いた静的な地震力を作用させた漸増解析により橋全体系の非線形挙動を解析し、これとエネルギー一定則棟を組み合わせた静的照査法により耐震性能の照査を行うべきであることを示した。

以降に、漸増解析による静的照査法を実施する上での具体的な解析モデルや照査指標について整理する。加えて、整理したモデルについて試算を実施した。また、地盤の液状化に起因する流動化が生じる場合の作用モデル（流動荷重）を提案し、被災事例の検証解析を行い、その適用性について検討を行った。

2.5.2 漸増解析による解析モデルと照査方法

(1)解析ケース

インテグラルアバット橋は、上下部構造が一体構造であるため、橋全体系をモデル化して漸増解析により非線形挙動を解析することを標準とする。地震時に不安定となる地盤の有無により、塑性化を考慮する部材や限界状態を満足する照査指標が異なることから、地盤の状況に応じ、解析ケースを次の4ケースに分類した。なお、解析モデルは、簡単のために、中間橋脚を配置しない単径間モデルで整理している。

- 現地盤が不安定とならないと仮定する場合
- 現地盤に液状化が生じる場合
- 地盤の液状化に起因する流動化が生じる場合（流動力を片側橋台のみ载荷）
- 地盤の液状化に起因する流動化が生じる場合（流動力を両側橋台に载荷）

(2)現地盤が不安定とならないと仮定する場合（図 2.45参照）

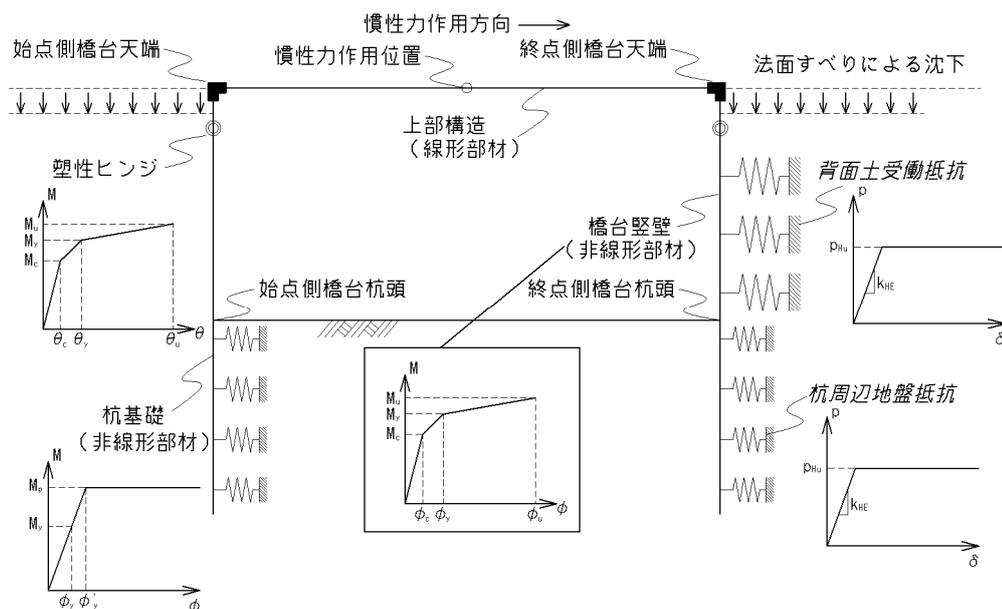


図 2.45 現地盤が不安定とならないと仮定する場合の解析モデル

1)塑性化を考慮する部材

主たる塑性化を考慮する部材 : 橋台堅壁上部 (あるいは, 橋台杭基礎)

副次的な塑性化を考慮する部材: 橋台杭基礎 (あるいは, 橋台堅壁上部), 橋台背面の地盤抵抗

2)耐震性の照査

A)橋台堅壁上部

a)地震時保有水平耐力の照査

$$k_{he} = \frac{k_{hA}}{\sqrt{2\mu-1}} < k_{hu}, \quad \mu = 1 + \frac{\delta_u - \delta_y}{\alpha\delta_y} \quad (\text{曲げ破壊型の場合})$$

b)残留変位の照査

許容残留変位 δ_{ra} : 橋台高 H (m)の 1/100 (図 2.46参照)

$$\delta_r = c_R(\mu_r - 1)(1 - r)\delta_y < \delta_{ra}$$

$$\mu_r = \frac{1}{2} \left(1 + \left(\frac{k_{hA}}{k_{hVA}} \right)^2 \right), \quad c_R = 0.6, \quad r = 0$$

B)橋台杭基礎: 降伏しない

$$k_{hVF} < k_{hA}$$

3)部材のモデル化

図 2.45に示す各部材のモデル化を表 2.13に示す。

表 2.13 現地盤が不安定とならないと仮定する場合の部材のモデル化

| | 線形/非線形 | 骨格曲線 | 備考 |
|-----------|--------|-------------------|--|
| 上部構造 | 線形 | — | |
| 橋台堅壁 | 非線形 | トリリニア型 $M-\phi$ | 道示IV 図一解 11.8.1※1 |
| 橋台単列杭基礎 | 非線形 | バイリニア型 $M-\phi$ | 道示IV 図一解 12.10.6 単杭モデルを杭本数倍 |
| 杭周辺の地盤抵抗 | 非線形 | バイリニア型 $p-\delta$ | 道示IV 図一解 12.10.2 群杭効果 η は考慮しない※2 |
| 橋台背面の地盤抵抗 | 非線形 | バイリニア型 $p-\delta$ | 4)による |

※1 終局限界が圧縮縁でコンクリートのひずみが終局ひずみに達する時

※2 橋台は単列杭基礎であるため, 群杭効果は考慮しない。

4)橋台背面の地盤抵抗のモデル化

a)橋梁アプローチ構造の有効高

橋梁アプローチ構造の大規模地震動による表層すべり等による盛土の沈下を考慮して, 図 2.46に示すように, 背面盛土の有効高 h' は盛土高 $h \times 80\%$ とし, 表層すべり後の橋梁アプローチ構造の物性が変化しないと想定し, 地盤抵抗も有効高に比例して低減する。

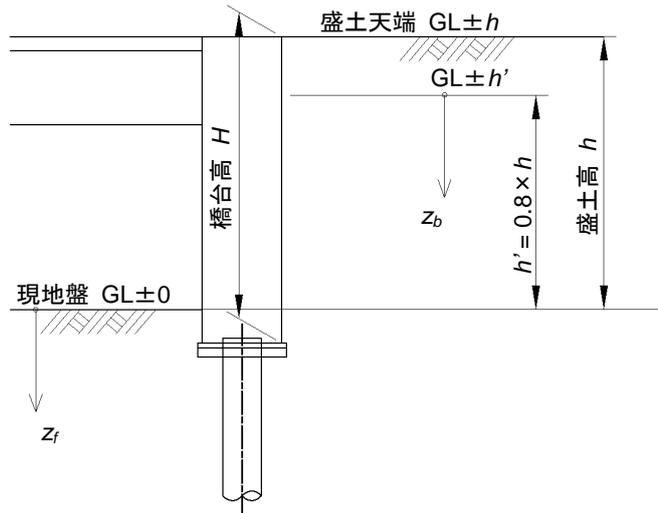


図 2.46 地盤抵抗の算出時の深さの取り方

なお、有効高（地盤抵抗の低減）の設定については、「2.4大規模地震時における橋梁アプローチ構造の応答」を参照のこと。橋台前背面の地盤抵抗の算出時の深さ z の取り方は、橋台背面側で盛土の上載圧を考慮することとし、橋台前背面で図 2.46 に示すように使い分けることとする。

b) バネ定数（初期勾配）

道示IV11.5.1 に準拠し、水平方向地盤反力係数は次式により算出する。

$$k_{HA} = \alpha_k k_{H0} \left(\frac{B_H}{0.3} \right)^{-3/4}$$

$$k_{H0} = \frac{1}{0.3} \alpha E_0$$

ここに、

αE_0 : 道路橋示方書（以下、「道示」とする）IV9.5.2 に示す地震時の変形係数 (kN/m²)

$\alpha_k = 1.0$: 道示IV12.10.4 解説のフーチング前面の地盤に準拠し、良質で設計上水平抵抗を期待する場合は、 α_k は 1.0 とする。

B_H : 換算載荷幅(m), $B_H = B_e \leq \sqrt{B_e H_e}$

B_e : 荷重作用方向に直交する橋台の有効載荷幅で、通常は橋台幅(m)

H_e : 荷重作用方向に直交する橋台の有効高で、通常は橋台高 H (m)

c) 上限値

道示IV 11.5.2 に準拠し、地盤反力度の上限値は次式をもとに算出する。橋台背面土の土質定数を（単位体積重量，せん断抵抗角，粘着力）を（ γ ， ϕ ， c ）とすると，有効盛土盤からの深さ z_b における地盤反力度の受働土圧強度は，以下の通りである。

柱状体基礎では受働抵抗の 3 次元的な広がり効果を考慮するための補正係数 α_p を考慮しているが，橋台背面の受働抵抗は，通常橋台幅より外側はウイング等で土留されることから，3 次元的な広がり効果は期待できない場合が多い。その場合には， $\alpha_p = 1.0$ とする。

$$p_{Hu} = \alpha_p p_{EPA}$$

$$p_{EPA} = K_{EPA} \gamma z_b + 2c \sqrt{K_{EPA}} + K_{EPA} q$$

$$K_{EPA} = \frac{\cos^2 \phi}{\cos \delta_E \left(1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi - \delta_E) \sin(\phi + \alpha)}{\cos \delta_E \cos \alpha}} \right)^2}$$

$$\alpha_p = 1.0 + 0.5(z/B_e) \leq 3.0$$

ここに,

p_{EPA} : 深さ z_b (m)の位置の地震時の受働土圧強度 (kN/m²)

K_{EPA} : 地震時の受働土圧係数

δ_E : 地震時の橋台堅壁面と土の摩擦角で, $-\phi/6$ とする (°)

γ : 深さ z_b (m)の位置の地盤の単位重量 (kN/m³)

c : 深さ z_b (m)の位置の地盤の粘着力 (kN/m²)

q : 上載荷重 (kN/m²)

α : 橋台背面と水平面がなす角度 (°), 一般には, $\alpha=0$ としてよい。

B_e : 橋台の有効幅 (m)

5) 現地盤の地盤抵抗のモデル化

現地盤に配置される単列杭基礎の地盤抵抗は, 道示IV12.10.4に準じたバイリニア型の抵抗特性を与えることとする。図 2.46に示すように橋台背面側では, 橋台背面盛土の上載圧の影響を考慮することとした。

6) 作用

初期荷重を載荷後に漸増荷重を設計水平震度 $k_h=0$ から $k_h=k_{hA}$ に至るまで漸増載荷させる。土圧は, 道示V6.2.4に準じた主働土圧係数を用いる。

a) 初期荷重の載荷

死荷重載荷 : 上部構造, 橋台躯体自重 (施工ステップ考慮)

土圧 ; 土圧係数 $K_{EA}=0.21$ (砂及び砂礫) を慣性力作用方向について主働土圧となる橋台にのみ載荷

b) 漸増荷重載荷

地震時慣性力 : 上部工, 橋台躯体自重に設計水平震度 k_{hA} を乗じる

地震時主働土圧 : 地震時主働土圧の増分 $K_{EA} \gamma z_b=0.90k_{hA} \gamma z_b$ (砂及び砂礫) を慣性力作用方向について主働土圧となる橋台にのみ載荷

(3)地盤の液状化を考慮する場合 (図 2.47参照)

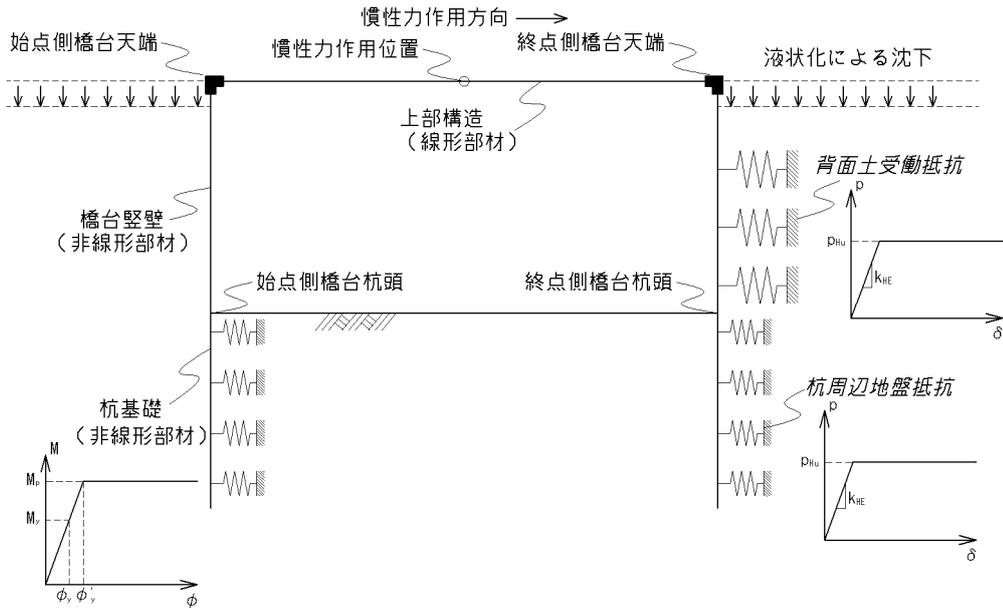


図 2.47 地盤の液状化を考慮する場合の解析モデル

1)塑性化を考慮する部材

主たる塑性化を考慮する部材 : 橋台杭基礎

副次的な塑性化を考慮する部材 : 橋台背面の地盤抵抗

2)耐震性の照査

A)橋台杭基礎

a)応答塑性率の照査

単列杭基礎の許容塑性率は、「2.2単列杭基礎の許容塑性率」より次の通りとする。

$$\mu_{Ar} = \frac{1}{2} \left(1 + \left(\frac{k_{hA}}{k_{hvA}} \right)^2 \right) < \mu_a = 1 + \frac{\delta_u - \delta_y}{\alpha \delta_y}$$

ここに、

δ_u : 基礎が終局に達したときの上部構造の慣性力作用位置における水平変位(m)

δ_y : 基礎が降伏に達したときの上部構造の慣性力作用位置における水平変位(m)

α : 安全係数で、1.8 とする。

ただし、鋼管杭では、 $\mu_a = 3$ とする。

b)残留変位の照査

道示V13 液状化が生じる地盤にある橋台基礎の照査では、残留変位の照査は求められていないが、インテグラルアバット橋では、上下部一体構造であるため、残留変位の照査を行うのが望ましい。

杭頭の回転角 0.02 rad 以下 : 橋脚基礎の残留変位に準拠

3)部材のモデル化

図 2.47に示す各部材のモデル化を表 2.14に示す。

表 2.14 地盤の液状化を考慮する場合の部材のモデル化

| | 線形／非線形 | 骨格曲線 | 備考 |
|-----------|--------|-------------------|--|
| 上部構造 | 線形 | — | |
| 橋台縦壁 | 非線形 | トリリニア型 $M-\phi$ | 道示IV 図一解 11.8.1※ ¹ |
| 橋台単列杭基礎 | 非線形 | バイリニア型 $M-\phi$ | 道示IV 図一解 12.10.6 単杭モデルを杭本数倍 |
| 杭周辺の地盤抵抗 | 非線形 | バイリニア型 $p-\delta$ | 道示IV 図一解 12.10.2 群杭効果 η は考慮しない※ ² 液状化による低減係数 D_E を考慮 |
| 橋台背面の地盤抵抗 | 非線形 | バイリニア型 $p-\delta$ | (2)と同様 |

※¹ 終局限界が圧縮縁でコンクリートのひずみが終局ひずみに達する時

※² 橋台は単列杭基礎であるため、群杭効果は考慮しない。

4)橋梁アプローチ構造の有効高

橋梁アプローチ構造の支持地盤の液状化に伴う盛土の沈下を考慮して、図 2.46に示すように、有効高は盛土高×80%とし、液状化後も橋梁アプローチ構造の物性が変化しないと想定し、地盤抵抗も有効高に比例して低減する。

なお、有効高（地盤抵抗の低減）の設定については、「2.4大規模地震時における橋梁アプローチ構造の応答」を参照のこと。

5)作用

初期荷重を載荷後に漸増荷重を設計水平震度 $k_h=0$ から $k_h=k_{hA}$ に至るまで漸増載荷させる。土圧は、道示V 6.2.4 に準じた主働土圧係数を用いる。

a)初期荷重の載荷

死荷重載荷：上部構造，橋台躯体自重（施工ステップ考慮）

土圧；土圧係数 $K_{EA}=0.21$ （砂及び砂礫）を慣性力作用方向について主働土圧となる橋台にのみ載荷

b)漸増荷重載荷

地震時慣性力：上部工，橋台躯体自重に設計水平震度 k_{hA} を乗じる

地震時主働土圧：地震時主働土圧の増分 $K_{EA} \gamma Z_b = 0.90 k_{hA} \gamma Z_b$ （砂及び砂礫）を慣性力作用方向について主働土圧となる橋台にのみ載荷

(4)地盤の液状化に起因する流動化を考慮する場合（片側載荷，図 2.48参照）

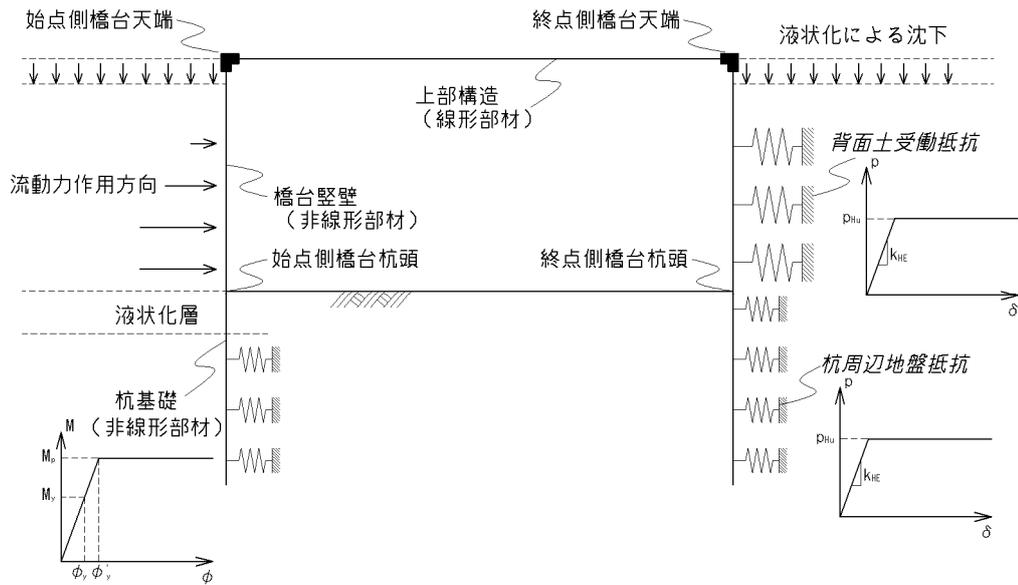


図 2.48 地盤の液状化に起因する流動化を考慮する場合（片側載荷）の解析モデル

1)塑性化を考慮する部材

主たる塑性化を考慮する部材：橋台杭基礎

副次的な塑性化を考慮する部材：橋台背面の地盤抵抗

2)耐震性の照査

A)橋台杭基礎

a)応答塑性率の照査

流動力最大時の杭頭位置の応答変位 < 杭の降伏変位の 2 倍

3)部材のモデル化

図 2.48に示す各部材のモデル化を表 2.15に示す。

表 2.15 地盤の液状化に起因する流動化を考慮する場合（片側載荷）の部材のモデル化

| | 線形／非線形 | 骨格曲線 | 備考 |
|-----------|--------|-------------------|--|
| 上部構造 | 線形 | — | |
| 橋台縦壁 | 非線形 | トリリニア型 $M-\phi$ | 道示IV 図一解 11.8.1 ^{※1} |
| 橋台単列杭基礎 | 非線形 | バイリニア型 $M-\phi$ | 道示IV 図一解 12.10.6 単杭モデルを杭本数倍 |
| 杭周辺の地盤抵抗 | 非線形 | バイリニア型 $p-\delta$ | 道示IV 図一解 12.10.2 ^{※2,3} 群杭効果 η は考慮しない ^{※4} |
| 橋台背面の地盤抵抗 | 非線形 | バイリニア型 $p-\delta$ | (2)と同様 ^{※2} |

※1 終局限界が圧縮縁でコンクリートのひずみが終局ひずみに達する時

※2 地震後の影響であることから，地盤抵抗の地盤バネは常時の値とする。

※3 流動力が作用する層の地盤抵抗は考慮しないが，流動化を生じない側の橋台では，液状化による低減係数 D_E を考慮

※4 橋台は単列杭基礎であるため，群杭効果は考慮しない。

4) 橋梁アプローチ構造の有効高

橋梁アプローチ構造の支持地盤の液状化に伴う盛土の沈下を考慮して、**図 2.46**に示すように、有効高は盛土高×80%とし、液状化後も橋梁アプローチ構造の物性が変化しないと想定し、地盤抵抗も有効高に比例して低減する。

なお、有効高（地盤抵抗の低減）の設定については、「2.4大規模地震時における橋梁アプローチ構造の応答」を参照のこと。

5) 作用

初期荷重を載荷後に流動力を漸増載荷する。

a) 初期荷重載荷

死荷重載荷：上部構造，橋台躯体自重（施工ステップ考慮）

b) 漸増荷重載荷

流動力：

液状化層に液状化層前背面側上載圧の差に土圧係数 $K=1.0$ を乗じる。なお、現地盤から深さ 10m 以深では、液状化層とそれ以深の非液状化層との境界位置に向かって流動力を直線的に減少させる（**図 2.49**参照）。

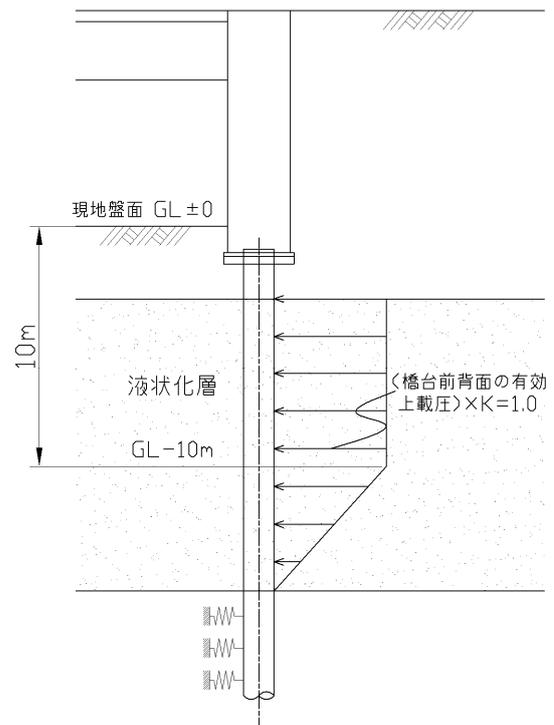


図 2.49 流動力の作用モデル

(5) 地盤の液状化に起因する流動化を考慮する場合（両側載荷，**図 2.50**参照）

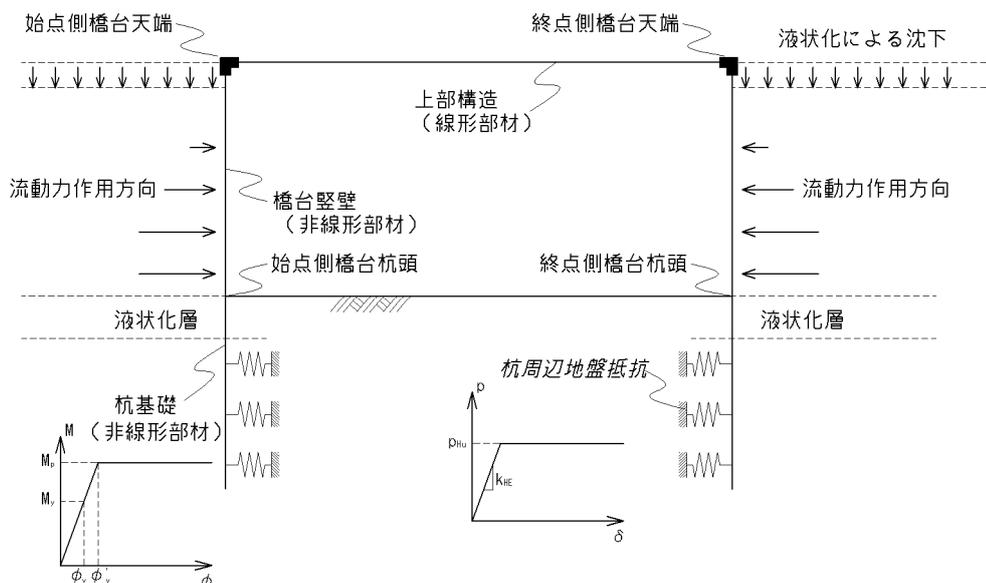


図 2.50 地盤の液状化に起因する流動化を考慮する場合（両側載荷）の解析モデル

1)塑性化を考慮する部材

主たる塑性化を考慮する部材：橋台杭基礎

2)耐震性の照査

A)橋台杭基礎

a)応答塑性率の照査

流動力最大時の杭頭位置の応答変位 < 杭の降伏変位の 2 倍

3)部材のモデル化

図 2.50に示す各部材のモデル化を表 2.16に示す。

表 2.16 地盤の液状化に起因する流動化を考慮する場合（両側載荷）の部材のモデル化

| | 線形／非線形 | 骨格曲線 | 備考 |
|----------|--------|-------------------|--|
| 上部構造 | 線形 | — | |
| 橋台縦壁 | 非線形 | トリリニア型 $M-\phi$ | 道示IV 図一解 11.8.1 ^{※1} |
| 橋台単列杭基礎 | 非線形 | バイリニア型 $M-\phi$ | 道示IV 図一解 12.10.6 単杭モデルを杭本数倍 |
| 杭周辺の地盤抵抗 | 非線形 | バイリニア型 $p-\delta$ | 道示IV 図一解 12.10.2 ^{※2} 群杭効果 η は考慮しない ^{※3} |

※1 終局限界が圧縮縁でコンクリートのひずみが終局ひずみに達する時

※2 地震後の影響であることから、地盤抵抗の地盤バネは常時の値とする。

※3 橋台は単列杭基礎であるため、群杭効果は考慮しない。

4)橋梁アプローチ構造の有効高

橋梁アプローチ構造の支持地盤の液状化に伴う盛土の沈下を考慮して、図 2.46に示すように、有効高は盛土高×80%とし、液状化後も橋梁アプローチ構造の物性が変化しないと想定し、地盤抵抗も有効高に比例して低減する。

なお、有効高（地盤抵抗の低減）の設定については、「2.4大規模地震時における橋梁アプローチ構造の応答」を参照のこと。

5)作用

初期荷重を載荷後に流動力を漸増載荷する。

a)初期荷重載荷

死荷重載荷：上部構造，橋台躯体自重（施工ステップ考慮）

b)漸増荷重載荷

流動力：液状化層に液状化層前背面側上載圧の差に土圧係数 $K=1.0$ を乗じる。

現地盤から深さ 10m 以深では、液状化層とそれ以深の非液状化層との境界位置に向かって流動力を直線的に減少させる（図 2.49参照）。

2.5.3 解析モデルの試算

(1) 検討概要

「2.5.2 漸増解析による解析モデルと照査方法」で整理した解析モデルや照査指標について、試算を行い、その応答を確認した。試算ケースは、平成19年度の報告書⁵⁾において橋台背面土を平面ひずみ要素としてモデル化して、動的解析（時刻歴応答解析）を実施したものである。

また、以下に示す抵抗部材のモデル化による影響について、併せて検討とした。

- a) 橋台背面の地盤抵抗の有効高の影響
- b) 鋼管杭の単列杭基礎の許容塑性率

(2) 解析条件

試算ケースの概略図を図 2.51に、解析条件を表 2.17に、橋台背面土および基礎地盤の土質条件を

表 2.18、に示す。なお、バイリニア型非線形バネモデルの詳細については、文献5)を参照のこと。なお、上部構造形式は鋼桁とした。

表 2.17 試算ケースの解析条件

| 橋長 | 橋台高 | 縦壁厚 | 杭基礎 | 施工手順 |
|-----|-----|-----|--------------------------------------|--------------------------|
| 30m | 8m | 2m | 鋼管杭 ϕ 600 板厚 $t=14\text{mm}$ | 上部構造と橋台縦壁の 剛結後に裏込め土構築 |

表 2.18 試算ケースの橋台背面土の土質条件

| 単位重量 γ | 粘着力 c | 内部摩擦角 ϕ | 変形係数 E_0 |
|---------------------|--------------------|--------------|------------------------------|
| 19 kN/m^3 | 0 kN/m^2 | 30° | 7MN/m^2 (N 値 10 相当) |

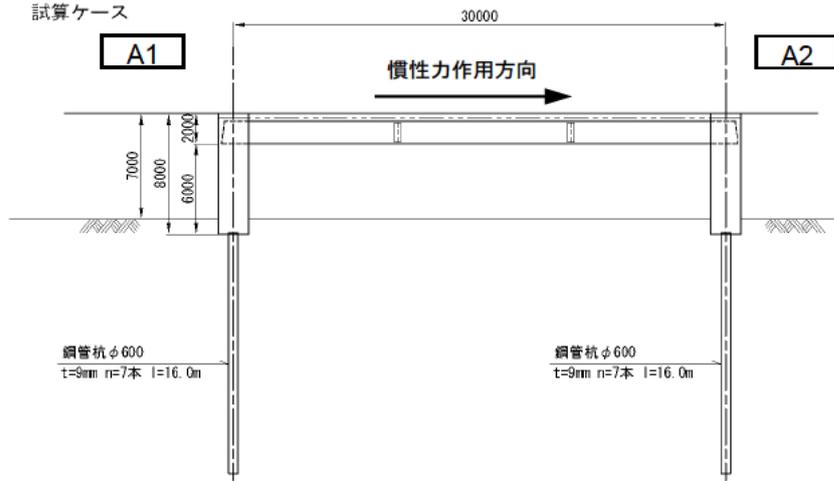


図 2.51 試算ケースの概略図

1) 現地盤が不安定とならないと仮定する場合

A) 橋台背面の地盤抵抗の有効高の影響

a) 検討概要

橋台背面の地盤抵抗の有効高は、橋梁アプローチ構造自体の法面すべりによる沈下の影響を考慮して、地盤抵抗の有効高は盛土高の 80%としている。

この地盤抵抗の低減による解析結果への影響について検討を行う。

b) 解析ケース

CASE 80% : 有効高 = 盛土高 × 80%

CASE 90% : 有効高 = 盛土高 × 90%

CASE 100% : 有効高 = 盛土高

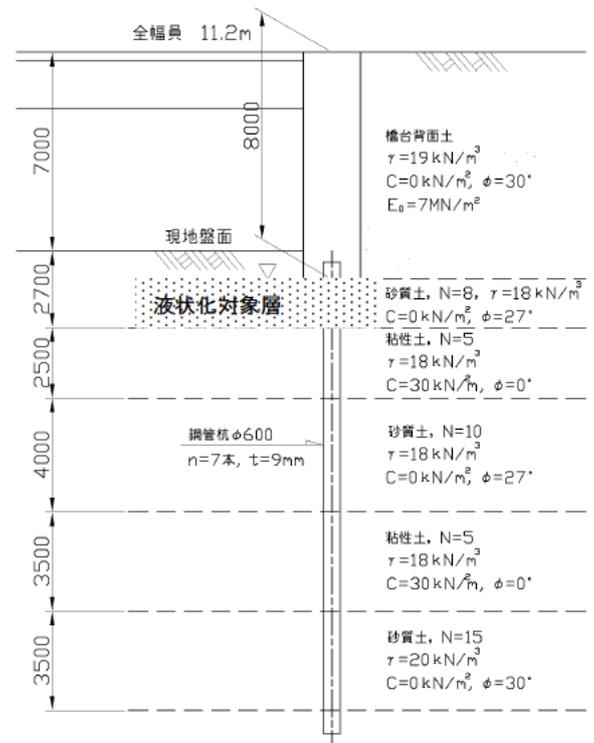


図 2.52 基礎地盤の土質条件

c) 解析結果

上部構造慣性力作用位置における応答を図 2.53, 表 2.19に示す。図 2.53の番号は、表 2.19の部材の状態を示す。耐震性能を照査する水平震度は、 $k_{HA}=0.70$ であることから、最初に降伏状態に至る A2 橋台の杭基礎が降伏に至るときの水平震度を下回っており、耐震性能を満足することが確認できる。

背面盛土の有効高の違いが上部工慣性力の作用位置での水平変位と設計水平震度の関係の違いに与える影響はあまり見られない。これは橋台天端付近の地盤抵抗はバイリニア型非線形モデルの上限値に達するため、地盤抵抗に寄与しないためである。

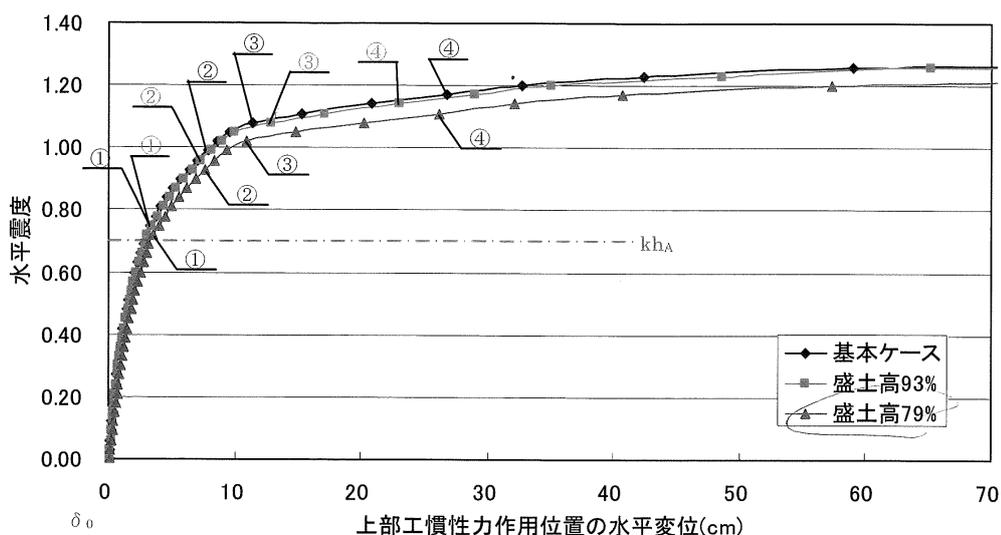


図 2.53 設計水平震度－上部構造慣性力作用位置の水平変位

表 2.19 部材の状態とその応答値

| 記号 | 部材の状態 | CASE80% | | CASE90% | | CASE100% | |
|----|-----------|---------|--------------|---------|--------------|----------|--------------|
| | | k_h | δ (m) | k_h | δ (m) | k_h | δ (m) |
| ① | A2 杭基礎降伏 | 0.72 | 0.035 | 0.75 | 0.034 | 0.75 | 0.032 |
| ② | A1 杭基礎降伏 | 0.93 | 0.076 | 0.96 | 0.073 | 0.99 | 0.078 |
| ③ | A1 縦壁上端降伏 | 1.02 | 0.109 | 1.08 | 0.128 | 1.08 | 0.113 |
| ④ | A1 縦壁上端終局 | 1.11 | 0.261 | 1.14 | 0.231 | 1.17 | 0.258 |

2)地盤の液状化を考慮する場合

A)橋台背面の地盤抵抗の有効高の影響

a)検討概要

橋台背面の地盤抵抗の有効高は、橋梁アプローチ構造自体の液状化による沈下の影響を考慮して、地盤抵抗の有効高は盛土高の80%としている。また、図 2.52に示す液状化対象層について、液状化に伴う杭周辺の地盤抵抗の低減を考慮している。

この地盤抵抗の低減による解析結果への影響について検討を行う。

b)解析ケース

CASE 80%L：有効高＝盛土高×80%，液状化による杭周辺の地盤抵抗の低減有

CASE100%L：有効高＝盛土高，液状化による杭周辺の地盤抵抗の低減有

CASE100%：有効高＝盛土高，液状化を生じない場合

c)解析結果

上部構造慣性力作用位置における応答を図 2.54、表 2.20に示す。図 2.54の番号は、表 2.20の部材の状態を示す。耐震性能を照査する水平震度は、 $k_{hA}=0.70$ であり、最初に降伏状態に至る A2 橋台の杭基礎が降伏に至るときの水平震度を上回ることから、A2 橋台の杭基礎は塑性化している。応答塑性率を照査すると、次の通りとなり、許容塑性率 $\mu_a=3$ を満足する。

$$\text{CASE 80\%L} : \mu_{Ar} = \frac{1}{2} \left\{ 1 + \left(\frac{0.70}{0.66} \right)^2 \right\} = 1.062 < 3$$

$$\text{CASE 100\%L} : \mu_{Ar} = \frac{1}{2} \left\{ 1 + \left(\frac{0.70}{0.69} \right)^2 \right\} = 1.015 < 3$$

背面盛土の有効高の影響については、天端付近の地盤抵抗はバイリニア型非線形モデルの上限値に達することから、地盤抵抗を低減させても大きな影響は見られない。

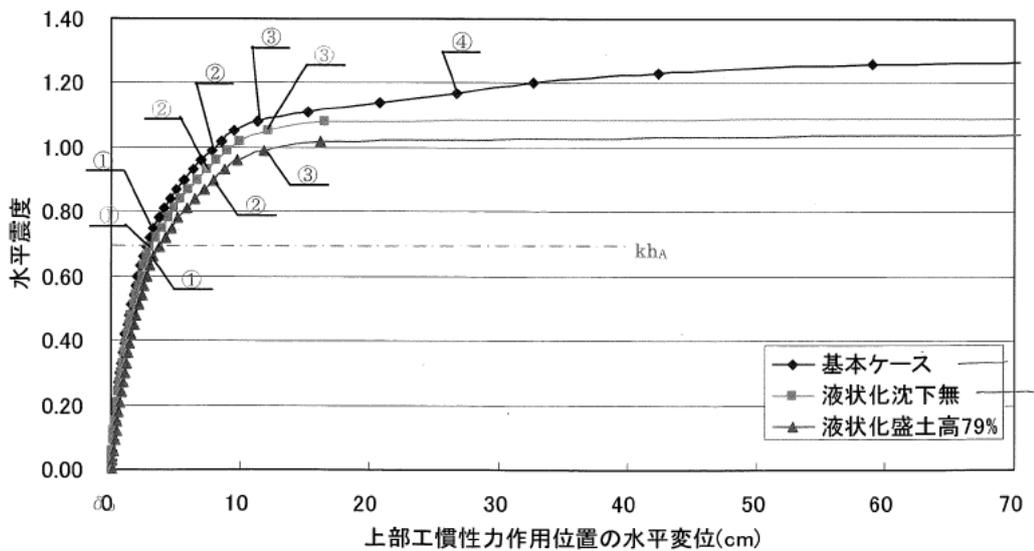


図 2.54 設計水平震度—上部構造慣性力作用位置の水平変位

表 2.20 部材の状態とその応答値

| 記号 | 部材の状態 | CASE80%L | | CASE100%L | | CASE100% | |
|----|-----------|----------|-------------|-----------|-------------|----------|-------------|
| | | k_h | $\delta(m)$ | k_h | $\delta(m)$ | k_h | $\delta(m)$ |
| ① | A2 杭基礎降伏 | 0.66 | 0.033 | 0.69 | 0.031 | 0.75 | 0.032 |
| ② | A1 杭基礎降伏 | 0.90 | 0.080 | 0.96 | 0.082 | 0.99 | 0.078 |
| ③ | A1 縦壁上端降伏 | 0.99 | 0.119 | 1.05 | 0.123 | 1.08 | 0.113 |
| ④ | A1 縦壁上端終局 | 1.08 | 3.991 | 1.17 | 6.916 | 1.17 | 0.258 |

※網掛けは、耐震性能の照査水平震度 $k_{hA}=0.70$ 以下

2.6 水平地盤抵抗のモデル化による上部構造への影響

2.6.1 水平地盤抵抗の物性のばらつきによる影響

(1) 検討の目的

これまで用いられてきた橋台を有する橋とは異なり、インテグラルアバット橋は、上部構造と橋台が一体構造であるため、橋台背面や杭基礎周辺の地盤抵抗のばらつきの影響が上部構造の設計に影響を及ぼす。

橋台背面土や杭周辺地盤の水平地盤抵抗は道示IVに準じて算出した水平方向地盤反力係数 k_H の推定精度が載荷試験により求めた実測値と比較して±50%の範囲に分布することが判っており⁶⁾、設計で設定した水平方向地盤反力係数 k_H に対して0.5～2.0倍にばらつくことが考えられる。

従来橋台では、上下部が分離構造であり、このばらつきの影響は下部構造の設計で考慮する所用の安全率で許容されていると想定される。よって、このばらつきの影響が上部構造の設計に与える影響を確認することを目的とする。

(2) 検討対象構造

橋長が大となる連続桁橋の場合には、上部構造自体の死荷重等の影響が支配的となることから、橋台背面や基礎地盤の影響がより大きいのは単径間の場合と考えられる。そこで、**図 2.55**に示すような橋長 30m の単径間を対象とする。

(3) 解析条件

基本ケースの解析条件を**表 2.21**に、橋台背面土および基礎地盤の土質条件を**表 2.22**、**図 2.56**に示す。橋台背面土および基礎地盤の水平地盤抵抗は、水平地盤反力係数 k_H を初期勾配とし、受働土圧を上限値とするバイリニア型非線形バネでモデル化することとし、橋台背面土、基礎周辺地盤の水平抵抗について、それぞれおよび両者同時に初期勾配と上限値を変化させる。なお、バイリニア型非線形バネモデルの詳細については、**文献5)**を参照のこと。初期勾配および上限値の変化ケースをそれぞれ、**表 2.23**に示す。

なお、上部構造形式として、鋼桁とPC桁の2ケースとし、検討する荷重ケースは、初期勾配については、常時、レベル1地震時、レベル2地震時(液状化を考慮しない場合)、上限値については、橋台背面土の水平地盤抵抗の塑性化が顕著となるレベル2地震時(液状化を考慮しない場合)を対象とした。

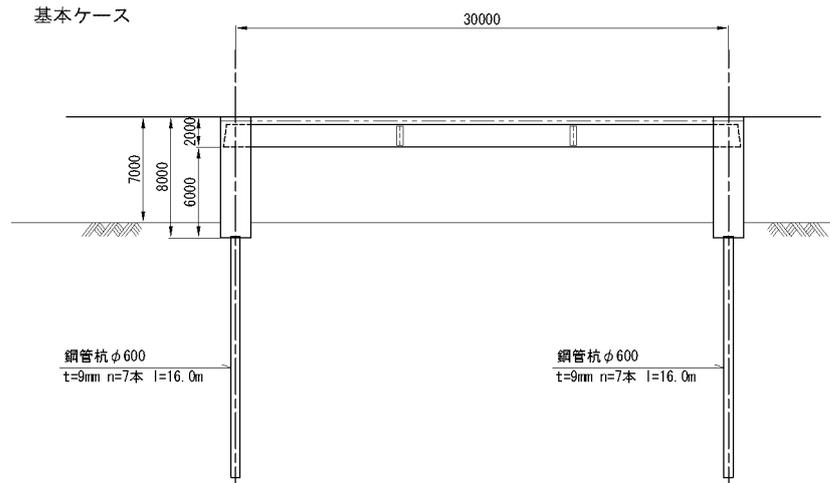


図 2.55 基本ケースの概略図

表 2.21 基本ケースの解析条件

| 橋長 | 橋台高 | 縦壁厚 | 杭基礎 | 施工手順 |
|-----|-----|-----|----------------------|--------------------------|
| 30m | 8m | 2m | 鋼管杭 φ600 板厚 t=9mm | 上部構造と橋台縦壁の 剛結後に裏込め土構築 |

表 2.22 基本ケースの橋台背面土の土質条件

| 単位重量 γ | 粘着力 c | 内部摩擦角 ϕ | 変形係数 E_0 |
|----------------------|---------------------|--------------|--------------------------------|
| 19 kN/m ³ | 0 kN/m ² | 30° | 7MN/m ² (N 値 10 相当) |

表 2.23 初期勾配および上限値の変化ケース

| | 変化パラメータ | 基本ケースの値 | 変化幅 |
|------|--------------|------------------------|--------------------------------------|
| 初期勾配 | 変形係数 E_0 | $E_0=7 \text{ MN/m}^2$ | $0.5 E_0, 1.0 E_0, 1.5 E_0, 2.0 E_0$ |
| 上限値 | 内部摩擦角 ϕ | $\phi=30^\circ$ | $30^\circ, 40^\circ, 50^\circ$ |

(4)解析結果

1)背面土の地盤バネの初期勾配の影響

上部構造に生じる断面力として曲げモーメントと軸力に着目し、橋台背面土の物性(変形係数 E_0)の変化による影響を図 2.57, 図 2.58に示す。図の縦軸は、変形係数が $1.0 \times E_0 \text{ kN/m}^2$ の場合の値に対する比率で表す。

これより、以下のことが判る。

- PC 桁では、レベル 2 地震時において、変形係数の変化による曲げモーメントのばらつきが大きい。
- 上部構造の断面の決定ケースとなる常時については、曲げモーメントは 10% 程度のばらつきに収まる。
- 鋼桁も同様に、常時については 10% 程度のばらつきに収まる。

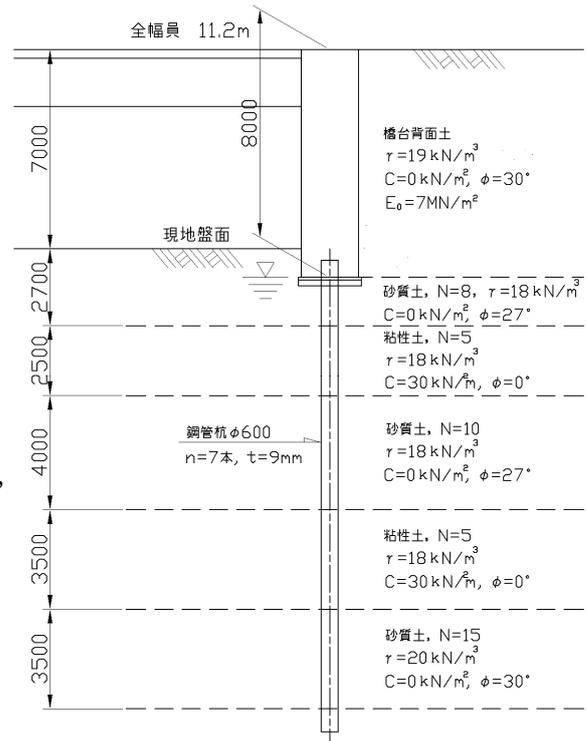


図 2.56 基礎地盤の土質条件

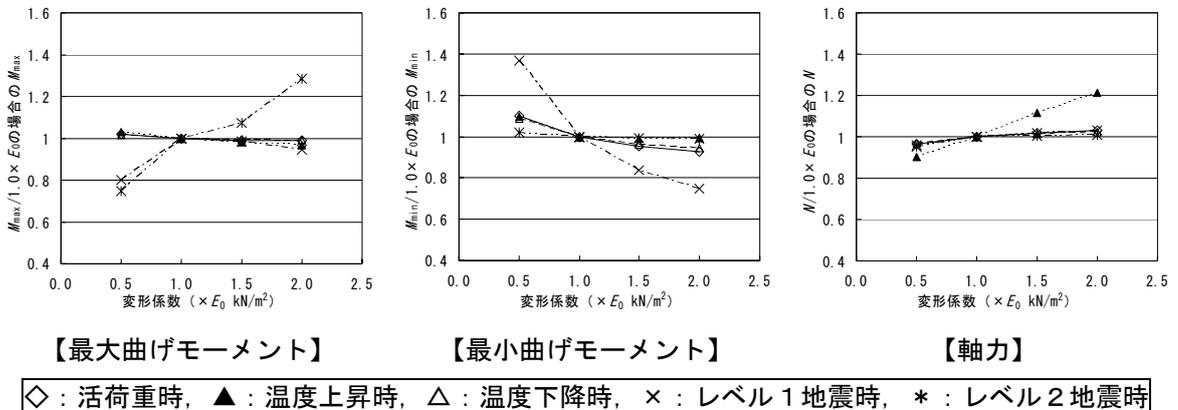


図 2.57 背面土の変形係数と上部工断面力の関係 (PC 桁)

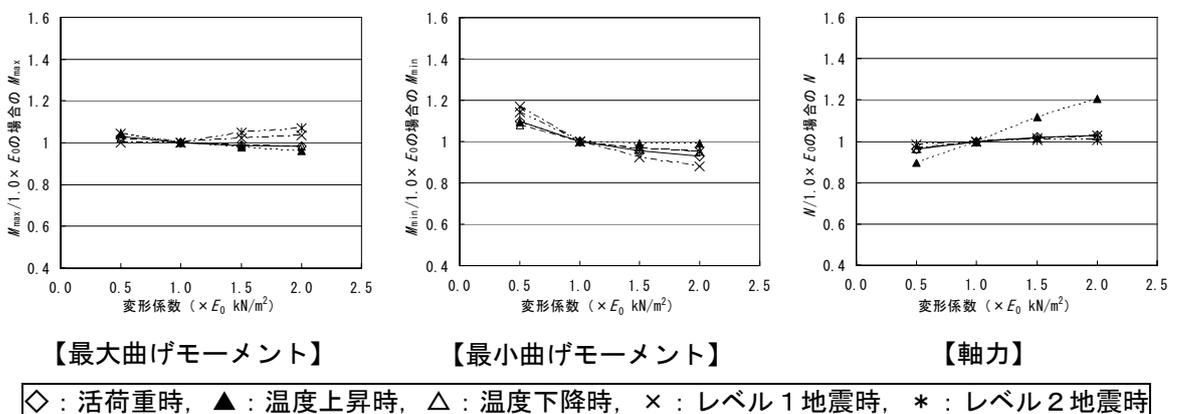


図 2.58 背面土の変形係数と上部工断面力の関係 (鋼桁)

2)杭周辺地盤の地盤バネの初期勾配の影響

上部構造に生じる断面力として曲げモーメントと軸力に着目し、杭周辺地盤の物性(変形係数 E_0)の変化による影響を図 2.59, 図 2.60に示す。図の縦軸は、変形係数が $1.0 \times E_0$ kN/m² の場合の値に対する比率で表す。

これより、PC 桁および鋼桁ともに、杭周辺地盤の地盤バネの初期勾配のばらつきの影響は小さいことがわかった。

3)背面土の地盤バネの上限値の影響

上部構造に生じる断面力として曲げモーメントと軸力に着目し、橋台背面土の物性(内部摩擦角 ϕ)の変化による影響を図 2.61, 図 2.62に示す。図の縦軸は、内部摩擦角 $\phi=30^\circ$ の場合の値に対する比率で表す。なお、荷重ケースは、地盤抵抗の塑性化を考慮する地震時のケースのみとする。

これより、地盤バネの上限値の変化の影響により曲げモーメントは大きく影響を受けるが、軸力への影響は小さい。特に橋全体系の変形が大きくなるレベル 2 地震時で内部摩擦角の影響が大きい。

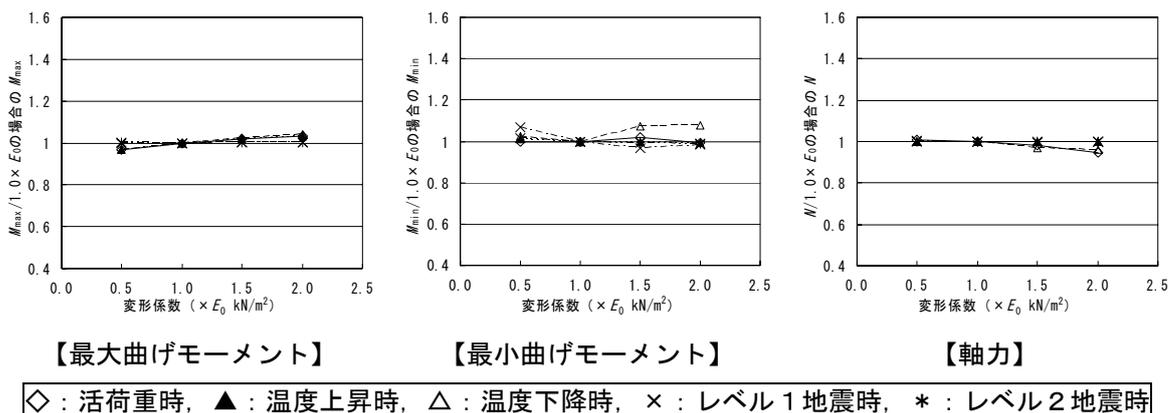


図 2.59 杭周辺地盤の変形係数と上部工断面力の関係 (PC 桁)

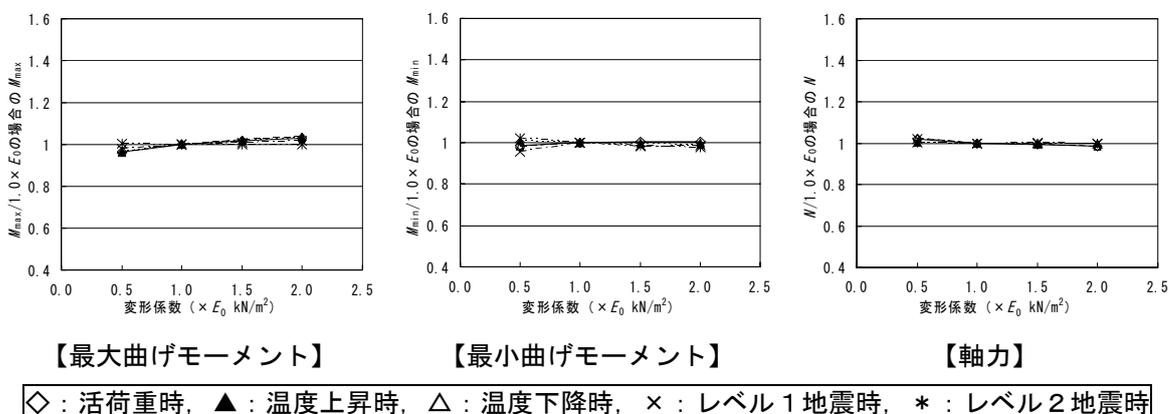


図 2.60 杭周辺地盤の変形係数と上部工断面力の関係 (鋼桁)

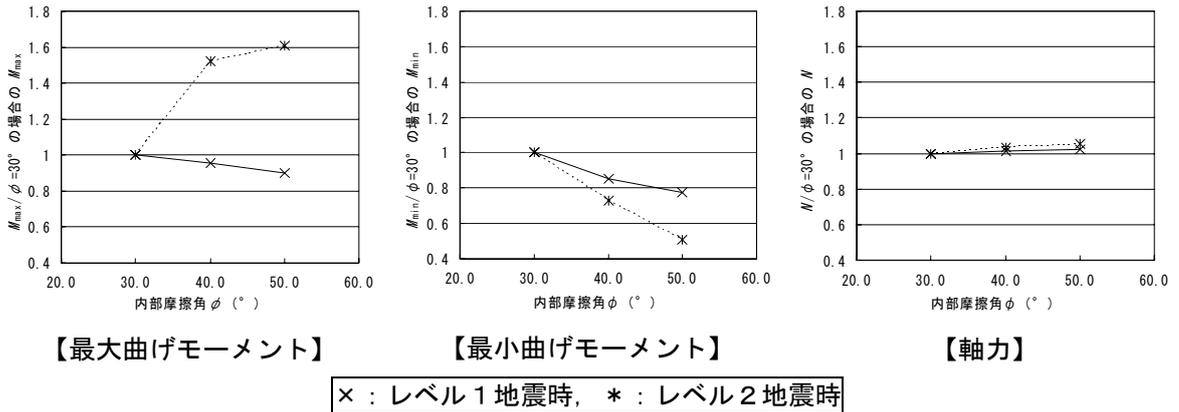


図 2.61 背面土の内部摩擦角と上部工断面力の関係 (PC 桁)

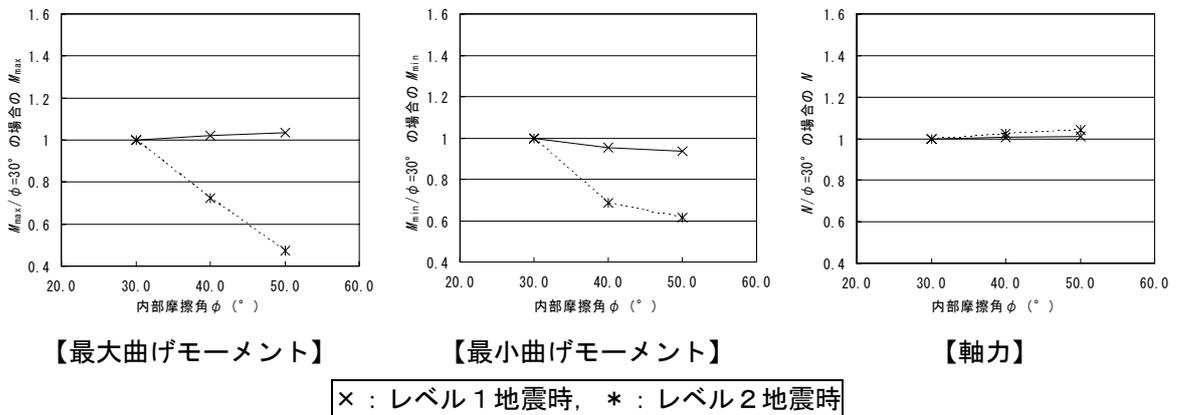


図 2.62 背面土の内部摩擦角と上部工断面力の関係 (鋼桁)

4) 常時土圧 (静止土圧) の影響

常時土圧は、道示Ⅲ14.2 に準拠し、全設計土圧 (静止土圧係数 $K_0=0.50$) が作用する場合とその 1/2 (静止土圧係数 $K_0=0.25$) が作用する場合の両方を検討することから、この影響による上部構造に生じる断面力として曲げモーメントと軸力への影響を図 2.63, 図 2.64 に整理する。図の縦軸は、静止土圧係数 $K_0=0.50$ の場合の値に対する比率で表す。なお、荷重ケースは、地盤抵抗の塑性化を考慮する常時のケースのみとする。

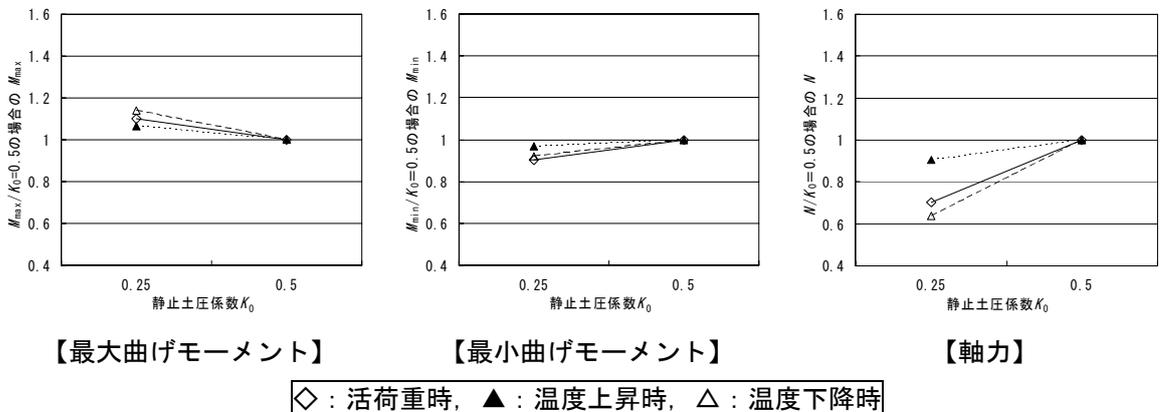


図 2.63 常時土圧 (静止土圧) と上部工断面力の関係 (PC 桁)

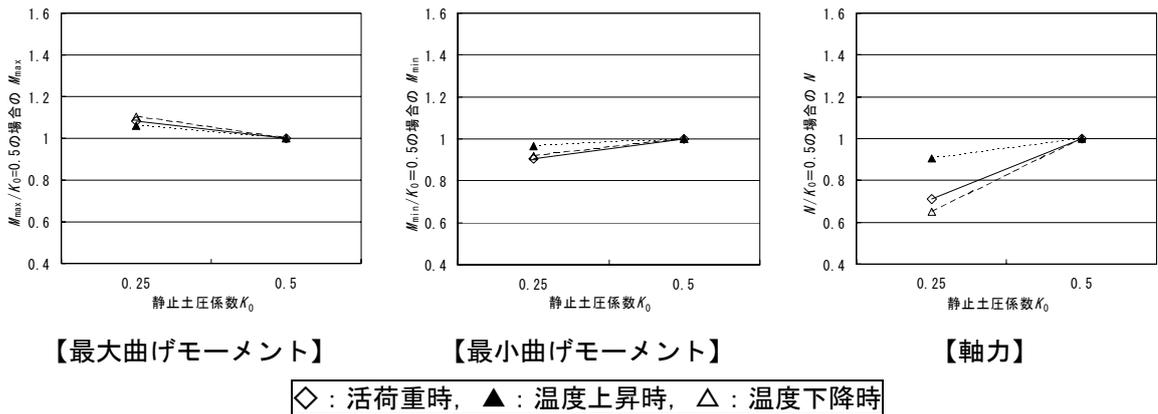


図 2.64 常時土圧（静止土圧）と上部工断面力の関係（鋼桁）

これより、曲げモーメントについては、静止土圧の変化により 10%程度のばらつきが生じることが判った。

(5)まとめ

一般的に上部構造は、活荷重を含む荷重の組合せにより断面寸法が決定することから、常時について、橋台背面の地盤バネのばらつきによる断面力への影響を検討した結果、曲げモーメントが 10%程度の変化幅となった。一方で、作用土圧は、道示Ⅲ14.2 に準じて、全設計土圧とその 1/2 を載荷させるため、これによる断面力への影響は、曲げモーメントで 10%程度、軸力で 20%程度のばらつきが生じる。

以上から、橋台背面の地盤バネの変形係数のばらつきが±50%の範囲となったとしても、作用土圧を全土圧とその 1/2 を載荷させることにより、その影響を吸収できることがわかった。また、杭周辺地盤の地盤バネのばらつきによる上部構造の断面力への影響は小さいことがわかった。

橋台背面の地盤抵抗の上限値は内部摩擦角 ϕ が大きくなるに従い増加するが、レベル 1 地震時では、橋台背面の地盤抵抗の塑性化範囲が小さいため、内部摩擦角 ϕ の変化による影響は小さい。一方で、レベル 2 地震時では、橋台背面の地盤抵抗の塑性化域が大きくなるため、内部摩擦角 ϕ の変化による影響が大きいことがわかった。

2.6.2 常時設計における水平地盤抵抗のモデル化による影響

(1)検討の目的

橋台背面土あるいは杭周辺地盤については、変位が小さい段階から非線形性を示すことから、荷重レベルに限らず非線形部材（バネ）として扱うことが考えられる。しかし、常時および暴風時の設計では、活荷重、クリープやプレストレス等の荷重の組合せが多岐にわたるため、荷重ケース毎の応答値の線形重ね合わせが可能なが実務設計上は望ましく、非線形特性を考慮する場合、載荷順序の設定も必要になることなど煩雑となる。橋台背面土および杭周辺地盤の地盤抵抗を線形と非線形部材とした場合のインテグラルアバット橋の応答の比較を行い、線形部材としてモデル化の可能性を判断する。

(2) 検討対象構造と解析条件

単径間と連続径間（3径間）を対象とする。単径間モデルは、橋長 30, 40, 50m の 3 ケースとし、地盤条件等の解析条件は、「2.6.1 水平地盤抵抗の物性のばらつきによる影響」の基本ケース（橋長 $L=30\text{m}$ ）を踏襲した。また、連続径間（3径間）モデルは、地盤条件等の解析条件は単径間橋の値を踏襲し、支間長は 25, 30, 35m と変化させた橋長 $3@25=75$, $3@30=90$, $3@35=105\text{m}$ の 3 ケースを検討対象とした。

(3) 解析結果

1) 単径間モデル

上部構造に生じる断面力について、橋長毎に非線形の値に対する線形の値の比率を図 2.65 に整理する。これより、最大曲げモーメントは橋長が小さいほど、地盤バネのモデル化の誤差が大きくなる傾向が見られるが、その差は最大で 3% 以下であり、地盤バネのモデル誤差の影響を考慮する必要はない。

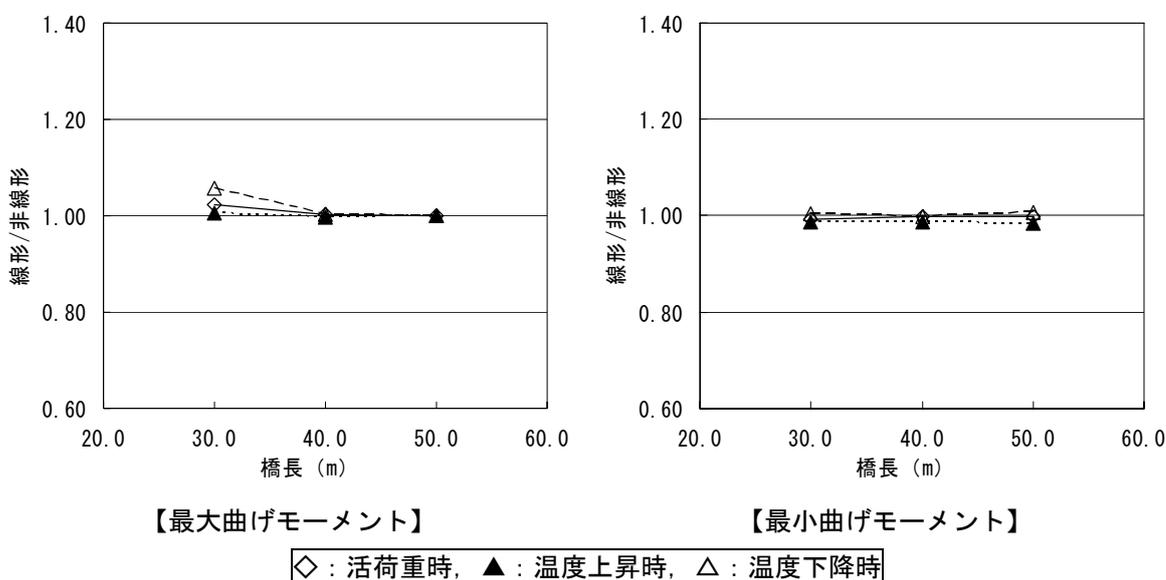


図 2.65 地盤バネの線形／非線形モデル化による断面力の比率（単径間）

2) 連続径間モデル

単径間モデルと同様に、橋長毎に非線形の値に対する線形の値の比率を図 2.66 に整理する。これより、単径間モデルと同様に、橋長が小さいほど、地盤バネのモデル化の誤差が大きくなる傾向が見られる。特に、温度下降時の最大曲げモーメントの誤差が大きくなる傾向が見られるが、これは、温度下降により上部構造が短縮することにより橋台杭基礎の杭頭周辺地盤が塑性化する影響によるものである。

橋長が大きい場合に、地盤バネのモデル化の影響が小さいのは、橋長増により温度変化による桁伸縮の影響も大きくなるが、同時に支間長も大きくなり、上部構造自体の死荷重も増加するため、その影響の方が、温度変化によるものと比較して、発生断面力に与える影響が大きくなったためと考えられる。

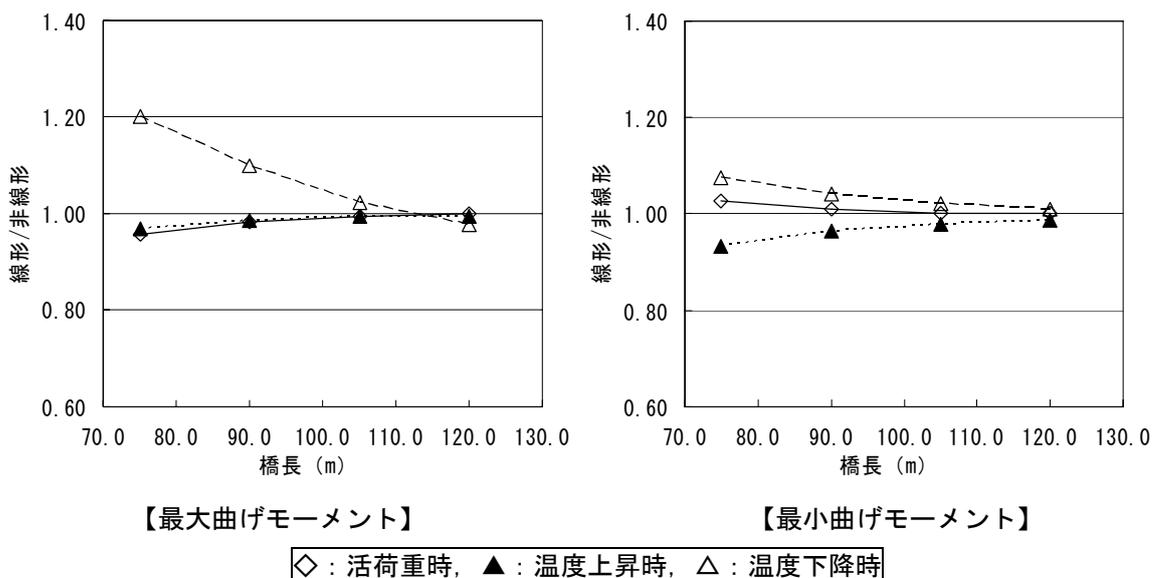


図 2.66 地盤バネの線形／非線形モデル化による断面力の比率（連続径間）

(4)まとめ

常時および暴風時の設計では、活荷重、クリープやプレストレス等の荷重の組合せが多岐にわたるため、荷重ケース毎の重ね合わせが可能なのが実務設計上は望ましく、橋台背面土および杭周辺地盤の地盤抵抗を線形と非線形部材とした場合のインテグラルアバット橋の応答を比較した。

その結果、以下の事項が確認された。

- ・ 橋長が 30～50m の単径間モデルでは、温度変化による桁伸縮の影響が小さく、線形と非線形モデルによる上部構造に生じる断面力の差は小さい。
- ・ 橋長が 75～120m の連続径間（3径間）モデルでは、温度変化による桁伸縮の影響が大きくなるが、支間長が大きくなると上部構造自体の死荷重の影響も大きくなるため、地盤バネのモデル化の影響は小さくなる。
- ・ よって、橋長が大きく、支間長が小さいケースでは、温度変化による桁伸縮が、地盤バネのモデル化による影響を受けることが想定され、具体的には支間長 25m の 3 径間連続径間モデル（3@25=75m）で最大 20%の断面力差が生じた。

2.7 上部構造と橋台の接合部の耐久性および耐荷性に関する整理

2.7.1 孔あき鋼ジベルの設計せん断耐力照査

(1) 検討概要

鋼上部工における上下部接合部の接合構造として、孔あき鋼板ジベルを用いる場合は、文献25)に基づき設計するのが一般的である。設計においては、孔あき鋼板ジベルの使用限界状態に対する照査として、終局限界状態に対し安全率3を有することを目的とした照査方法が規定されている。また、終局限界状態における設計せん断耐力とずれ始めのせん断耐力との比が3以上あることが実験的に確認されているという表現が解説にあるところが、その根拠となっている実験データが記載されていないことから、参考文献を整理することにより確認することとする。

(2) 既往の研究

文献26)～29)では、貫通鉄筋による拘束効果が孔あき鋼板ジベルのずれ特性に与える影響に着目した実験を行っている。ずれ耐力と最大ずれ耐力発生時の相対ずれとの関係を図 2.67～図 2.70に示す。

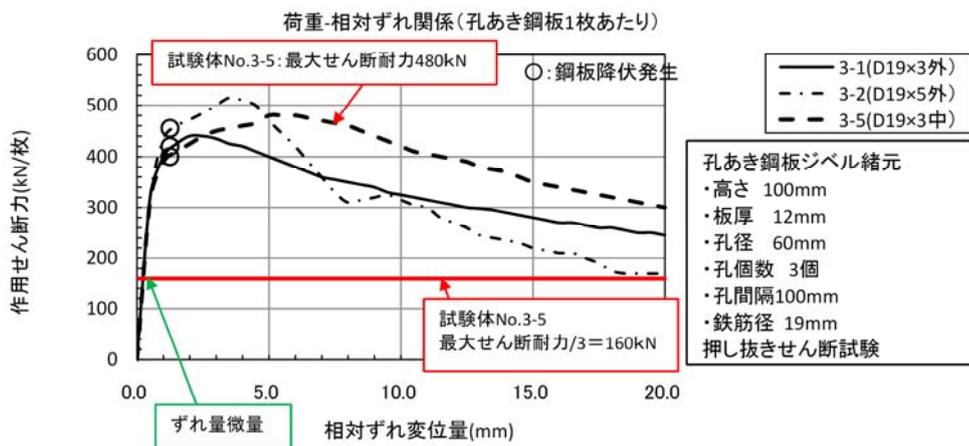


図 2.67 せん断力相対ずれ変位関係²⁶⁾

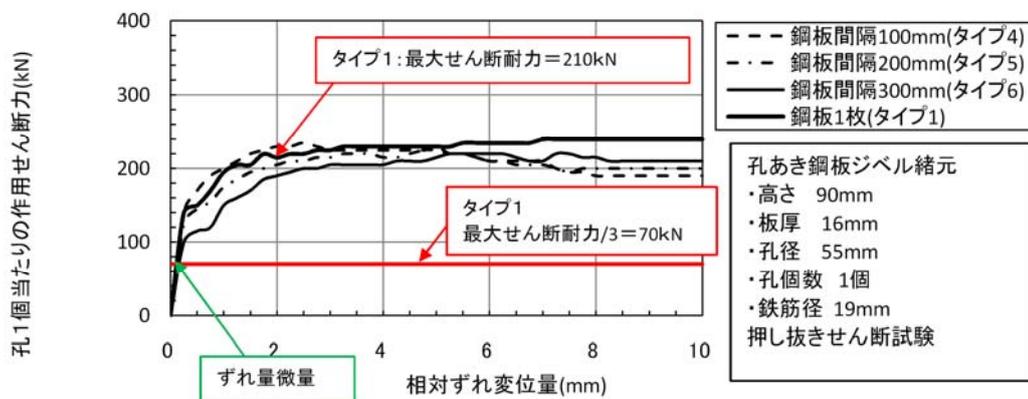


図 2.68 せん断力相対ずれ変位関係²⁷⁾

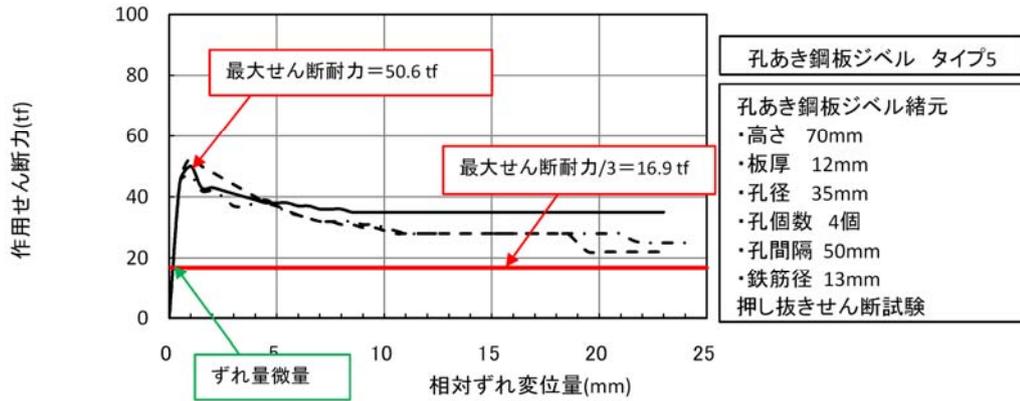


図 2.69 せん断力相対ずれ変位関係²⁸⁾

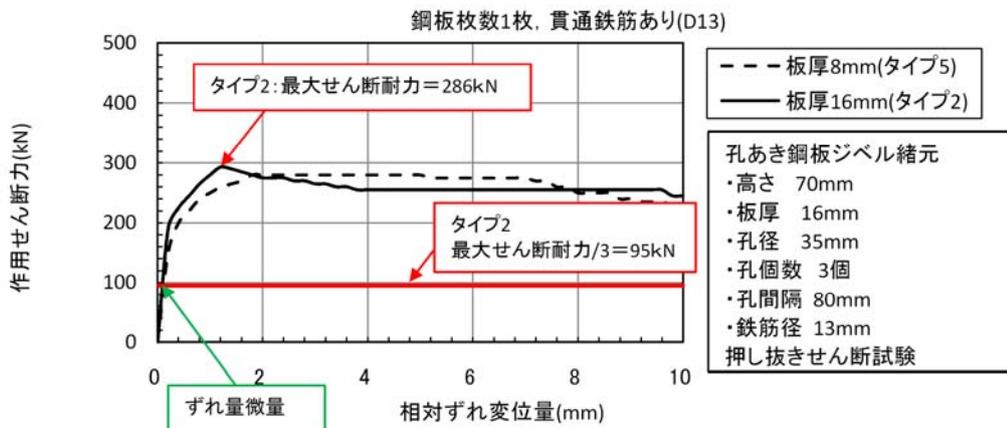


図 2.70 せん断力相対ずれ変位関係²⁹⁾

既往の研究成果の調査から、最大せん断耐力の 1/3 におけるずれ量が微小であることが確認できた。このことから、孔あき鋼板ジベルの使用限界状態に対する照査においては、貫通鉄筋により補強されることを前提として、安全率を 3 とすることとする。

2.7.2 耐久性を考慮した接合部の構造細目

(1) コンクリート上部構造

文献4)の参考資料より既往の国内実績における接合部の主な損傷は、打継目の防水処理が不十分だったことによる遊離石灰や錆汁の析出であり、これに対応する推奨構造を細目として整理する。

1) 打継目の防水処理

橋台縦壁に設けた仮支承上にコンクリート上部構造を架設した後に、接合部のコンクリートを打設することから、その位置に打継目が生じる。橋台縦壁の背面の橋梁アプローチ構造には橋台背面から浸透する水を排水するための裏込め排水を設けるが、背面打継目位置において塗布防水等の防水対策を施すこととする（図 2.71参照）。

また、橋台天端では、道路橋床版防水便覧³⁰⁾に準じ、天端に床版と同様の防水層を施し、水抜き孔を設けて路面排水管に接続させることとする。路面排水処理の例を図 2.72に示

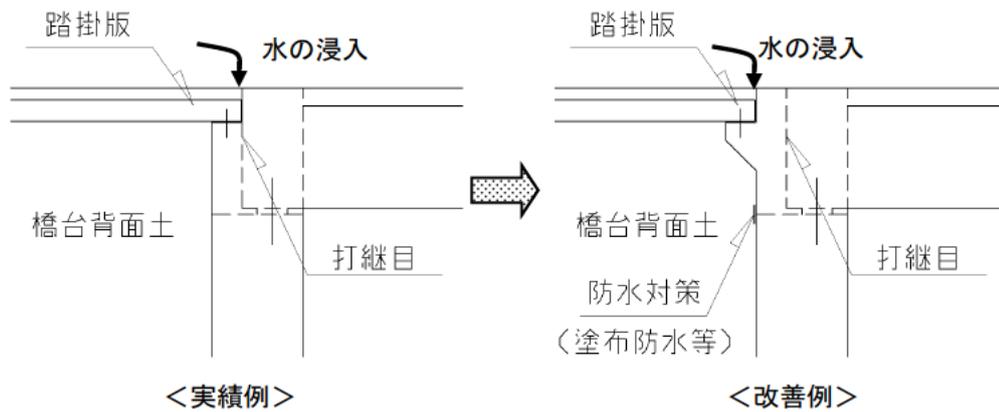


図 2.71 打継目の防水処理

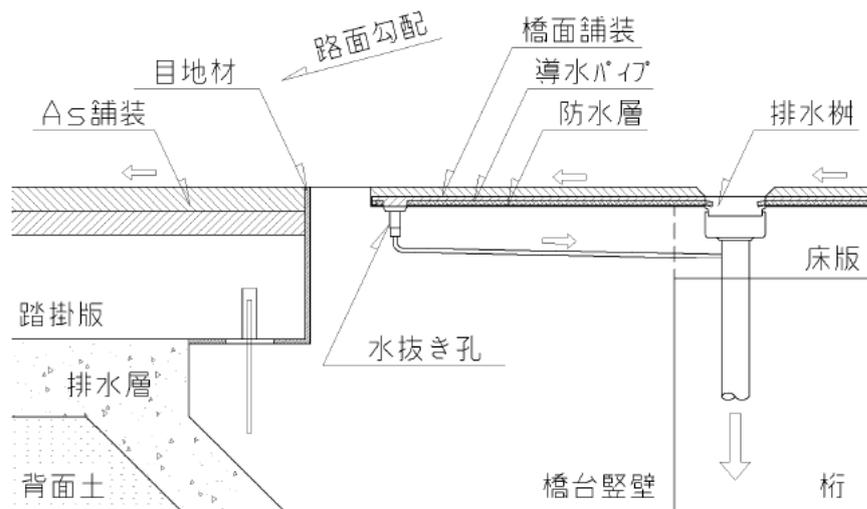


図 2.72 橋台天端の排水処理

す。なお、橋台背面側からの路面排水の浸透を防止するために橋台天端のコンクリートを一部路面位置まで嵩上げする構造としている。

2) 接合部配置鉄筋の防食

上下部構造の接合部は、常時において一般的に負曲げ状態となり引張領域となるため、接合部にひび割れが生じた場合には、路面排水や橋梁アプローチ構造からの水の供給により鉄筋の腐食が生じる可能性がある。また、接合部の橋台背面部は点検が困難なことから、塗装鉄筋を使用することを標準とする。

(2) 鋼上部構造

鋼上部構造は、コンクリート上部構造で整理した構造細目に加えて、橋台縦壁のコンクリート内に鋼桁端部が埋め込まれることから、この埋込み部の防錆処理について、既往の知見を整理し、推奨構造を示す。

1) 埋込み部の防錆区分

橋台縦壁への鋼上部構造の埋込みの防錆仕様については、**図 2.73**に示すように区分する。

- a) 埋込み一般部：埋込み境界部以外の橋台縦壁に埋め込まれる鋼上部構造の部分
- b) 埋込み境界部：橋台縦壁前面位置を境に埋込み部とその反対側にそれぞれ 100mm 確保した計 200mm の区間

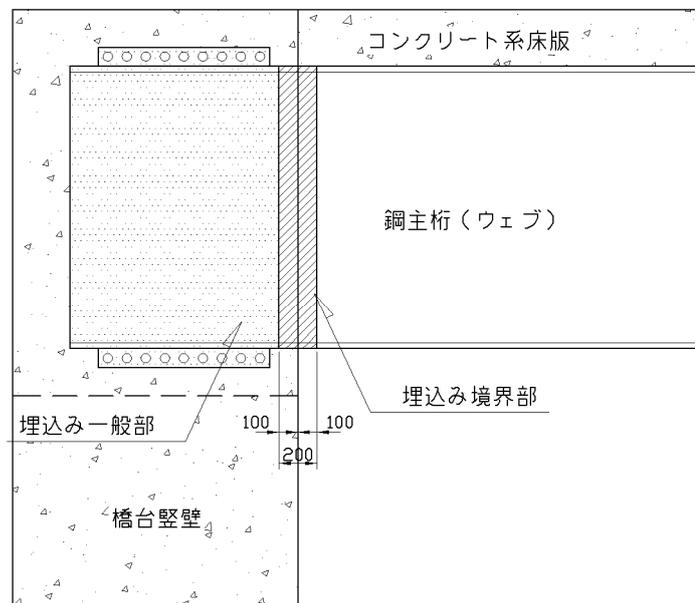


図 2.73 橋台への鋼上部構造の埋込み部の防錆区分

2)防錆仕様

A)埋込み一般部

コンクリート内に埋込まれる鋼桁の防錆としては、以下の部位を参考として、無機ジンクリッチペイントを $30\mu\text{m}$ 塗布することとする。

- ・ RC床版との接触面となる鋼桁の上フランジ上面
鋼道路橋塗装・防食便覧³¹⁾では、コンクリート打設前の錆汁による汚れを考慮して無機ジンクリッチペイントを $30\mu\text{m}$ 塗布することを推奨している。
- ・ 鋼製橋脚の根巻きコンクリートの巻立て部
名古屋高速道路公社では、上記の上フランジ上面と同様に、無機ジンクリッチペイントを $30\mu\text{m}$ 塗布する仕様となっている³²⁾。

なお、無機ジンクリッチペイントは亜鉛末を主原料の1つとしているが、亜鉛は両性（酸性ともアルカリとも反応する）であり、コンクリートがアルカリ性を示すため、亜鉛の腐食による塗膜の劣化が懸念されるが、文献³³⁾では、以下の通り、亜鉛の腐食が生じないことが示されている。

- ・ コンクリートは水和セメントの pH は約 12.5 であり、亜鉛は pH が 8~12.5 では亜鉛化合物となり、pH12.5 以下では溶解しない。
- ・ コンクリートが固化し養生が終わると亜鉛とアルカリとの反応は止まる。

また、接合部の設計では、鋼材とコンクリートの付着を考慮せずに、スタッドやジベルにより荷重伝達を行う設計とするが、無機ジンクリッチペイントを施した鋼材は、無処理の場合より高い付着性を示すことが報告されている³⁴⁾³⁵⁾。

B)埋込み境界部

埋込み境界部の防錆は、鋼製橋脚の根巻きおよび胴巻きコンクリートの防錆仕様を参考として、鋼道路橋塗装・防食便覧³¹⁾で規定する一般外面の塗装仕様 C-5 塗装にエポキシ樹脂塗料の下塗りを一層追加した仕様とする（表 2.24参照）。また、鋼桁とコンクリートとの境界部には、その隙間への水の浸入を防ぐことを目的に、シーラ材（1成分系のポリサルファイド系または変成シリコン系）を施すこととする。加えて、鋼上部構造の下フランジ下面付近のかぶりコンクリートに、鋼桁の活荷重載荷等による変形によるひびわれが発生する恐れがあることから、胴巻きコンクリートの境界部に実績のある発泡スチロールを設置する構造を採用することとする（図 2.74参照）。

- ・ 鋼製橋脚の根巻きコンクリートの巻立て部の境界
首都高速道路株式会社では、根巻きコンクリート天端の上下各 100mm、計 200mm の範囲は、塗装の塗替えが困難な個所および漏水による腐食防止個所に該当するとして、特殊部の塗装系を採用している³⁶⁾。特殊部の塗装系は、表 2.24に相当する。

表 2.24 埋込み境界部の塗装仕様

| | 塗装工程 | 塗料名 | 使用量 (g/m ²) | 目標膜厚 (μm) | 塗装間隔 |
|--------|--------|--------------------|----------------------------|--------------|----------|
| 製鋼工場 | 素地調整 | ブラスト処理 ISO Sa2 1/2 | | | 4 時間以内 |
| | プライマー | 無機ジンクリッチプライマー | 160 | (15) | |
| 橋梁製作工場 | 2次素地調整 | ブラスト処理 ISO Sa2 1/2 | | | 6 ヶ月以内 |
| | 防食下地 | 無機ジンクリッチペイント | 600 | 75 | 4 時間以内 |
| | ミストコート | エポキシ樹脂塗料下塗 | 160 | — | 1 日～10 日 |
| | 下塗 | エポキシ樹脂塗料下塗 | 540 | 60 | 1 日～10 日 |
| | 下塗 | エポキシ樹脂塗料下塗 | 540 | 120 | 1 日～10 日 |
| | 中塗 | エポキシ樹脂塗料中塗 | 170 | 30 | 1 日～10 日 |
| | 上塗 | エポキシ樹脂塗料上塗 | 140 | 25 | 1 日～10 日 |

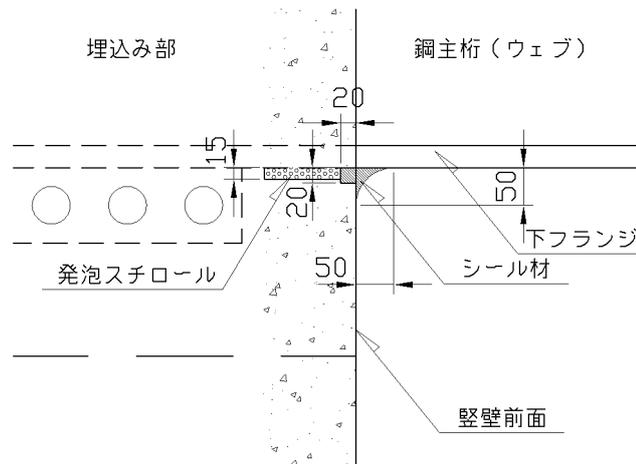


図 2.74 下フランジ下面の剥落防止処理

2.8 踏掛版と橋台堅壁との接続方法の整理

上部構造と橋台が一体構造であるため、上部構造の水平変形に応じて橋台堅壁およびそれに接続するウィングは移動することとなる。橋台堅壁背面に踏掛版受台を設置し、さらにウィングに踏掛版を支持する受台を設ける場合、踏掛版は3辺あるいは、2辺支持されることとなる。この場合には、踏掛版下面の地盤が沈下しても踏掛版が土工部の沈下に追従して段差を緩やかに擦り付ける効果が十分発揮されないため、踏掛版端部において、段差が生じることが懸念される。よって、踏掛版は、ウィング等で側面を支持しないこととする。

踏掛版と橋台堅壁との接続方法は、以下のような手法が考えられる。表2.25に接続方法の得失を整理した結果、アンカーバー方式(90°)が最も優れるが、上部構造の温度変化による移動量が小さい範囲では非接続方式を用いることも考えられる。

- ・ アンカーバー方式(90°)
- ・ ジョイントバー方式
- ・ アンカーバー方式(45°)
- ・ メナーゼヒンジ方式
- ・ 剛結方式(延長床版)
- ・ 非接続方式

3. まとめ

平成 19 年度の共同研究報告書⁵⁾において設計マニュアルを作成する上での課題としていた項目について、次の通り検討を行い、平成 18～20 年度の共同研究の成果として、「インテグラルアバット構造の設計・施工ガイドライン（案）」を作成し、5 章に添付した。

具体には、2.3 及び 2.4 において、液状化地盤における橋台背面の受働抵抗モデルを検討するために、既往の地震における被災事例の調査や橋台に作用する液状化に起因した流動力の再現解析、橋梁アプローチ構造の安定解析を行った。その結果、以下の知見が得られた。

- ・ 橋台に作用する流動力の再現解析結果について、被災事例の計測変形に対して杭頭水平変位は概ね再現できたが、傾斜角についてはうまく再現できず、提案モデルでは結果が妥当であるかを判断できなかった。
- ・ 橋梁アプローチ構造に生じる法面すべりに関する数値解析結果より、すべり面の位置を盛土の天端の中心位置とした場合、 $\phi_{res}=35^\circ$ を確保すれば、盛土天端中心位置の残留変形量は盛土高の 10% に留まる。
- ・ 橋梁アプローチ構造の支持地盤の液状化による沈下解析結果より、液状化層厚が大きくなる程、繰返し三軸強度比 R_L が小さくなる程、残留変形量は大きくなる。液状化層は層厚 5m 以下あるいは、繰返し三軸強度比 $R_L=0.25$ 以上の場合、盛土高の 20% が残留変形量として生じる。

2.5 において、レベル 2 地震時における耐震性能を照査するにあたって具体的な解析モデルや照査指標を整理した。加えて、整理したモデルで試算を行った。

また 2.6 において、橋台背面の受働抵抗のモデル化にあたり、ばらつきの影響が上部構造の設計に与える影響を検討し、以下の知見が得られた。

- ・ 橋台背面の地盤バネのばらつきによる断面力への影響は、曲げモーメントで 10% 程度、軸力で 20% 程度であった。
- ・ 橋台背面の地盤バネの変形係数のばらつきがあっても作用土圧を全土圧とその 1/2 を載荷させることにより、その影響を吸収できることがわかった。

2.7 において上部構造と橋台の接合部の耐久性・耐荷性について、2.8 において踏掛版と橋台の接続方法についてそれぞれ整理した。

表 3.1 設計マニュアル作成上の課題に対する検討結果

| | 設計マニュアル作成上の課題 | 検討結果の概要 |
|-----|---------------------------|--|
| (1) | 液状化地盤における橋台背面の受働抵抗モデル | 既往の研究成果や損傷事例を踏まえ、地盤の液状化に起因した流動により橋台に作用する土圧の算定方法を提案（2.3 参照）。 また、大規模地震により橋梁アプローチ構造の応答を数値解析により確認。既往の盛土の被災事例と照らし、液状化地盤でのインテグラルアバット橋の適用条件と、適用した場合の橋台背面の受働抵抗の低減方法を提案（2.4 参照）。 |
| (2) | レベル 2 地震時における耐震性能の照査方法 | 具体的な解析モデルや照査指標を整理し、試算を実施（2.5 参照）。 |
| (3) | 橋台背面の受働抵抗のモデル化による上部構造への影響 | 全体系の骨組解析により橋台背面の受働抵抗のモデル化によるばらつきの影響が上部構造の設計に与える影響を確認（2.6 参照）。 |
| (4) | 上部構造と橋台の接合部の耐久性・耐荷性 | 上部構造と橋台の接合部の耐久性・耐荷性に関する事項を整理（2.7 参照）。 |
| (5) | 踏掛版の接続方法 | 踏掛版と橋台の接続方法を整理（2.8 参照）。 |

1. 参考文献

- 1) 国土交通省国土技術政策総合研究所：道路橋の健全度に関する基礎的調査に関する研究，国土技術政策総合研究所資料 第 381 号，2007.4.
- 2) Maruri, R. F., Petro, S. H.: Integral Abutments and Jointless Bridges (IAJB) 2004 Survey Summary, *Proceeding of Integral Abutment and Jointless Bridges (IAJB 2005)*, The 2005 – FHWA Conference, pp.12-29, 2005.3.
- 3) たとえば，高橋 昭一：インテグラルアバットの PC 橋への適用，プレストレストコンクリート技術協会 第 4 回シンポジウム論文集，pp.441-446，1994.10.
- 4) 独立行政法人土木研究所，鋼管杭協会，社団法人プレストレスト・コンクリート建設業協会，社団法人日本橋梁建設協会，社団法人建設コンサルタント協会：橋台部ジョイントレス構造の設計法に関する共同研究報告書(その 1)，第 369 号，2007.4.
- 5) 独立行政法人土木研究所，鋼管杭協会，社団法人プレストレスト・コンクリート建設業協会，社団法人日本橋梁建設協会，社団法人建設コンサルタント協会：橋台部ジョイントレス構造の設計法に関する共同研究報告書(その 2)，第 388 号，2008.12.
- 6) 社団法人 日本道路協会：杭基礎設計便覧，2007.1.
- 7) Ono, K., Akiyama, M., Yabumoto, A.: Experimental Study on Seismic Performance of Sprial Steel Pipes, *Proceeding of the 24th US-Japan Bridge Engineering Workshop*, pp.411 -419, 2008.9.
- 8) 近藤益央，田村敬一，鈴木貴喜，谷本俊輔：橋台及び杭基礎に作用する地震時土圧に関する実験的研究，土木学会地震時工学論文集，Vol.27，2003.12.
- 9) 高橋章浩，杉田秀樹，谷本俊輔：液状化地盤上の橋台の 3 次元動的有限要素解析，土木技術資料，Vol.48, No.4, pp.22-27, 2006.4.
- 10) 独立行政法人土木研究所：Ⅲ-4 地盤の不安定化を考慮した橋台構造物の耐震設計法に関する試験調査，平成 17 年度 土木研究所成果報告書，pp.733-740，2006.
- 11) Shirato, M., Fukui, J., Koseki, J.: Current Status of Ductility Design of Abutment Foundations against Large Earthquakes, *Solis and Foundations*, Vol.46, No.8, pp.377-396, 2006.
- 12) 社団法人土質工学会 基礎構造物の限界状態設計に関する研究委員会：V 施工・品質管理 WG 活動成果報告，基礎構造物の限界状態設計法に関するシンポジウム発表論文集，pp.105-125，1995.5.
- 13) 独立行政法人土木研究所：鋼材料・鋼部材の強度等に関する統計データの調査，土木研究所資料 第 4090 号，2008.3.
- 14) 東日本高速道路株式会社，中日本高速道路株式会社，西日本高速道路株式会社：設計要領 第 1 集 土工編，2006.4.
- 15) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 土構造物，2007.1.
- 16) 財団法人高速道路調査会：平成 14 年度 土構造物の耐震設計に関する検討報告書(日本道路公団委託)，2003.3.
- 17) 財団法人高速道路調査会：平成 15 年度 土構造物の耐震設計に関する検討報告書(日本道路公団委託)，2004.3.

- 18) 松尾修：道路橋示方書における地盤の液状化判定法の現状と今後の課題，土木学会論文集，No.757/Ⅲ-66，pp.1-20，2004.8.
- 19) 社団法人土木学会 地震工学委員会 高地震力に対する土構造物の耐震設計法に関する研究小委員会：3.盛土構造物の振動台実験および地震被害事例の分析，高地震力に対する土構造物の耐震設計法に関する研究報告，pp.21-53，2000.9.
- 20) 社団法人土木研究所：橋梁基礎形式の選定手法調査，土木研究所資料 第 4037 号，2007.2.
- 21) 安田進，稲垣太浩，長尾和之，山田真一，石川敬祐：液状化を含む繰返し軟化時における種々の土の変形特性，第 40 回地盤工学研究発表会，pp.525-526，2005.7.
- 22) 豊田耕一，杉田秀樹，石原雅規：河川堤防の地震被害事例に基づく液状化地盤の剛性に関する検討，日本地震工学会・大会－2005 梗概集，pp.226-227，2005.
- 23) 安田進，桜井裕一，出野智之：堤防の沈下に対する簡易解析の適用性，第 26 回地震工学研究発表会講演論文集，pp.721-724，2001.8.
- 24) 国土交通省河川局治水課：河川構造物の耐震性能照査指針(案)・同解説，2007.3.
- 25) 土木学会 鋼構造委員会：孔あき鋼板ジベル設計マニュアル(案)，2001.11
- 26) 富永知徳，西海健二，室井進次，古市耕輔：拘束条件を考慮した孔あき鋼板ジベルのずれ止め特性に関する報告，土木学会第 53 回年次学術講演会，I -A323，1998.10
- 27) 保坂鐵矢，光木香，平城弘一，上野信一郎，牛島祥貴：孔あき鋼板ジベルのせん断耐荷挙動に及ぼす影響因子に関する研究，土木学会第 56 回年次学術講演会，I -B286，2001.10
- 28) 保坂鐵矢，平城弘一，小枝芳樹，橘吉宏，渡辺滉：鉄道用連続合成桁に用いるずれ止め構造のせん断特性に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.44A，1998.3
- 29) 保坂鐵矢，光木香，平城弘一，牛島祥貴，橘吉宏，渡辺滉：孔あき鋼板ジベルのせん断特性に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.46A，2000.3
- 30) 社団法人日本道路協会：道路橋床版防水便覧，2007.3.
- 31) 社団法人日本道路協会：鋼道路橋塗装・防食便覧，2005.12.
- 32) 名古屋高速道路公社：塗装設計施工基準，2002.4 (2008.8.一部改訂)
- 33) 社団法人日本橋梁建設協会，社団法人日本溶融亜鉛鍍金協会：溶融亜鉛めっき橋ガイドブック，1998.2.
- 34) 建設省東北地方建設局，建設省土木研究所：コンクリート埋設鉄構造物に関する調査報告書，土木研究所資料 第 3070 号，1992.1.
- 35) 武田芳久，栗田章光，渡辺滉：各種防錆処理鋼板とコンクリートとの付着強度について，土木学会第 43 回年次学術講演会，pp.386-387，1988.10.
- 36) 首都高速道路株式会社：橋梁塗装設計施工要領，2006.4.
- 37) 社団法人日本道路協会：セメントコンクリート舗装要綱，pp.24-28，1983.2.
- 38) South Carolina Department of Transportation：Brdige Drawings and Details，702 Reinforced Concrete Structures
- 39) Massachusetts Highway Department：Bridge Manual Part II，Capter3 Substructure，2005.5.

参 考 资 料

参考資料 1. 上・下部構造接合部の構造例及び設計例の紹介

上・下部構造接合部は、上部構造と下部構造相互に断面力が確実に伝達される構造にする必要があり、実験等により安全性および設計手法の妥当性が確認された構造を用い、その設計手法にしたがって設計するのがよい。実績のない接合構造を採用する場合は、新たに確認試験を実施して設計手法の妥当性を確認することが必要である。ここでは、既往の研究成果より接合構造の事例や設計例を紹介する。

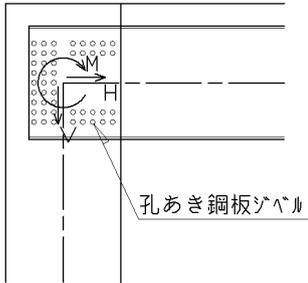
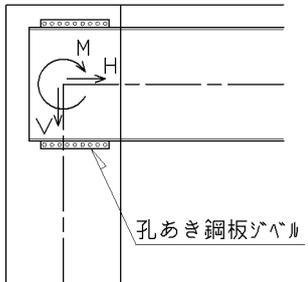
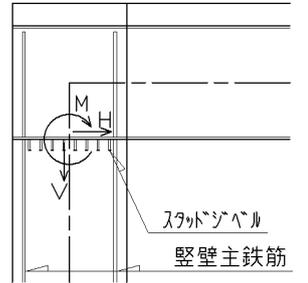
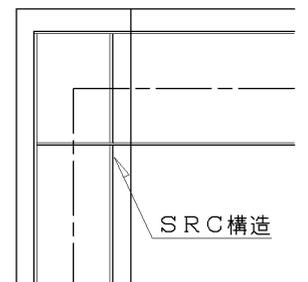
1.1 鋼上部構造の上・下部構造接合部

(1) 上・下部構造接合部の構造実績

上・下部構造接合部の荷重伝達は、鋼上部構造にずれ止めを設置し、接合部に生じる断面力を鋼主桁から橋台壁の主鉄筋に円滑かつ安全に伝達する構造とする。鋼上部構造と橋台壁の接合部の構造は、表一参 1.1.1 に示す実績が報告されている。

表一参 1.1.1 に示すずれ止め部材の設計照査手法は、個々に実験や解析等により検討された上で所要の安全性（安全率）が確保されるように提案されている。ずれ止めの設計を行う場合には、道示で規定している安全性が確保できるように所要の安全率を設定する必要がある。なお、表一参 1.1.1 に示す接合部は、当初は RC 床版との接合に由来から用いられていたスタッドジベルにより鋼上部構造から橋台壁への荷重伝達が用いられてきた（スタッドジベル，SRC 形式）が、孔あき鋼板ジベルによる接合手法が波型鋼板ウェブ橋の波型ウェブと床版との接合部や、鋼上部構造と RC 橋脚の剛結部で開発され、橋台接合部においても適用されるようになった。さらに、孔あき鋼板ジベルの機能を鋼主桁ウェブおよびフランジに孔をあけることにより期待した構造も開発されている。このうち、接合部のずれ止め構造として、既往の研究成果⁶⁾⁷⁾⁸⁾⁹⁾¹⁰⁾が多く、耐力も定式化されている¹¹⁾¹²⁾孔あき鋼板ジベルについて(3) で計算例を参考までに示す。

表-参 1.1.1 上・下部構造接合部の実績例の荷重伝達部材とその経路

| ずれ止め部材 | 上下部接合部の荷重伝達経路 | 概要図 |
|--------------------------|---|--|
| 主桁孔あき鋼板ジベル ¹⁾ | <ul style="list-style-type: none"> 主桁の橋台堅壁埋込み部のフランジおよびウェブに孔を設け、曲げモーメントM、水平力Hおよび鉛直力Vに対して、孔あき鋼板の孔内に充填されたコンクリートがずれ止めとして抵抗することにより伝達 上下フランジのコンクリートの支圧による荷重伝達は孔あき鋼板ジベルとの足し合わせずに設計 |  <p>孔あき鋼板ジベル</p> |
| 孔あき鋼板ジベル ²⁾³⁾ | <ul style="list-style-type: none"> 曲げモーメントMと水平力Hに対しては、上下フランジに取付けた孔あき鋼板の孔内に充填されたコンクリートがずれ止めとして抵抗することにより伝達 曲げモーメントMおよび鉛直力Vに対しては、下フランジ下面のコンクリートの支圧により伝達 |  <p>孔あき鋼板ジベル</p> |
| スタッドジベル ⁴⁾ | <ul style="list-style-type: none"> 曲げモーメントMおよび鉛直力Vに対しては、鋼桁接合部内に定着された堅壁主鉄筋の付着と下フランジ下面のコンクリートの支圧により伝達 水平力Hに対しては、下フランジに取付けたスタッドジベルにより伝達 |  <p>スタッドジベル 堅壁主鉄筋</p> |
| SRC形式 ⁵⁾ | <ul style="list-style-type: none"> 鋼板桁端部に鋼支柱部を設け、鋼支柱部を橋台堅壁内に埋め込み、SRC断面を構成し、荷重を伝達 橋台堅壁コンクリートに埋め込まれた鋼桁および鋼支柱に取付けたスタッドジベルによりSRC構造を構築 |  <p>SRC構造</p> |

(2) 上・下部構造接合部の照査項目

接合部に作用する曲げモーメントにより対角線方向の断面に生じる引張力の影響を適切に考慮する。このため、隅角部に曲げモーメントが作用した場合、対角線方向に引張応力度が生じることから、H24 道示Ⅲ16.3 に従い必要に応じて補強鉄筋を配置する。

また、鋼桁下フランジ下面のコンクリートの支圧破壊に対する安全性を照査する。鋼主桁下フランジ側においては、鋼桁に作用する曲げモーメントの隅力とせん断力に対して、コンクリートの支圧応力度を照査する。さらに、鋼桁上フランジ上面の押し抜きせん断破壊に対する安全性を照査する。鋼主桁上フランジ側においては、鋼桁に作用する曲げモーメントの隅力に対して、コンクリートの押し抜きせん断応力度を照査する。(図-参 1.1.1 および図-参 1.1.2 参照)

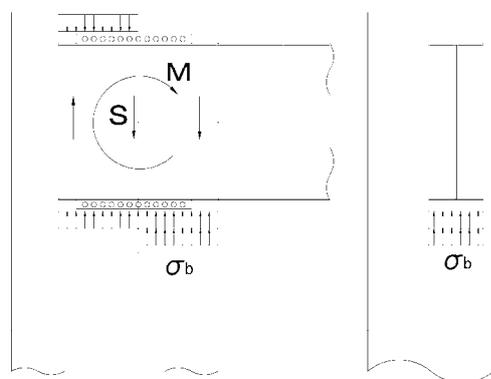


図-参 1.1.1 支圧応力度

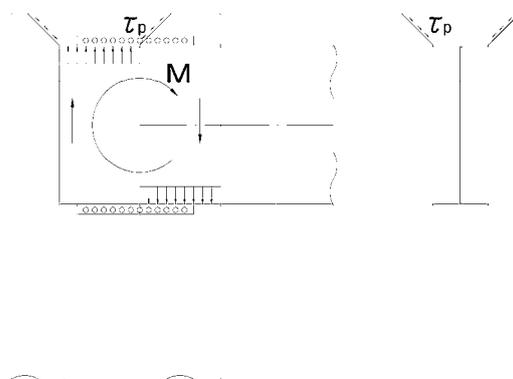


図-参 1.1.2 押し抜きせん断応力度

(3) 孔あき鋼板ジベルの設計例

- 1) 接合部のずれ止めの設計に用いる作用力は、軸力および曲げモーメントとする。作用力は、軸力と曲げモーメントから算出する。隅角部に作用する断面力は軸力、曲げモーメント、せん断力がある。曲げモーメントは、孔あき鋼板ジベルによる隅力とフランジの支圧との組み合わせによって伝達される。設計に際しては、孔あき鋼板ジベルと支圧力の分担率を加味して設計することも考えられるが、現状ではデータが少ない。そのため、安全側を考慮して、図-参 1.1.3 に示すように曲げモーメントは孔あき鋼板ジベルに作用するせん断力の隅力として 100%伝達されると仮定した。ずれ止めの設計に用いる作用力は、式(参 1.1.1)により算出する。

$$P_{pbl} = \left(\frac{H}{2} \right) \pm \frac{M}{h} \dots\dots\dots(\text{参 1.1.1})$$

2) ずれ止めの作用力に対して、安全性を照査する。安全性の照査は、ずれ止めに作用するせん断力がずれ止めの設計耐力以下となることによって照査する。

i) 孔あき鋼板ジベルの設計耐力

コンクリートジベル孔のせん断耐力は、文献 11)、文献 12)により、式(参 1.1.2)により算出する。

$$Q_U = 1.85A - 106.1 \times 10^3 \dots\dots\dots (参 1.1.2)$$

$$A = \frac{\pi(d^2 - \phi_{ST}^2)}{4} \cdot f'_{cu} + \frac{\pi\phi_{ST}^2}{4} \cdot f_{ST} \dots\dots (参 1.1.3)$$

ただし、 $56.0 \times 10^3 \leq A \leq 380.0 \times 10^3$

ここに、

Q_U : コンクリートジベル孔 1 個当りのせん断耐力(N/個)

f'_{cu} : コンクリートの設計圧縮強度(N/mm²)

d : 孔径(mm)

ϕ_{ST} : 貫通鉄筋の鉄筋径(mm)

f_{ST} : 貫通鉄筋の設計引張強度(N/mm²)

孔と孔の間の鋼板のせん断破壊強度は、文献 11)、文献 12)により、式(参 1.1.4)により算出する。

$$Q_S = \frac{5}{3} \cdot \frac{\sigma_y}{\sqrt{3}} A_S \geq Q_U \quad (N) \dots\dots\dots (参 1.1.4)$$

ここに、

Q_S : 鋼板の設計せん断耐力(N)

A_S : 2つの孔の間の鋼板部分面積(mm²)

σ_y : 鋼板の降伏点応力度(N/mm²)

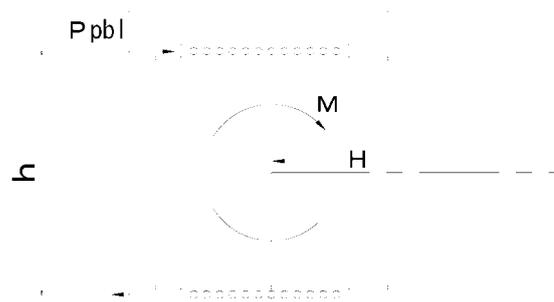
ii) 設計せん断耐力

コンクリートジベルの安全性の照査については、コンクリートジベル孔の許容せん断耐力のみの照査として、式(参 1.1.5)によって算出する。

$$Q_a = Q_U / \gamma \dots\dots\dots (参 1.1.5)$$

ここに、

Q_a : コンクリートジベル孔 1 個当りの設計せん断耐力(N/個)



図一参 1.1.3 ずれ止めの作用力

Q_u : コンクリートジベル孔 1 個当りのせん断耐力(N/個)

γ : 安全率 (常時およびレベル 1 地震時=3, レベル 2 地震時= 1)

文献 11)では「せん断耐力とずれ始めのせん断耐力との比が 3 以上あることが実験的に確認されている。」ことより, 使用限界状態の安全率を 3 としている。今回, 既往の研究成果⁶⁾⁷⁾⁹⁾¹⁰⁾を調査し, 最大せん断耐力の 1/3 におけるずれ量が微小であることを確認した。よって, 文献 11)を踏襲し, 常時およびレベル 1 地震時の安全率を 3 と考える。

式 (参 1.1.2) は押し抜きせん断試験の結果を元に整理された評価式であり, 孔あき鋼板ジベルに面外力が作用する事は想定されていない。したがって, 斜角を有する場合など面外力が働く場合には, 別途配置などに配慮する。

3) 孔あき鋼板ジベルの構造細目の例を示す。

- i) 孔あき鋼板ジベルに用いる鋼板の厚さは 12mm とし, 挿入する貫通鉄筋に用いる鉄筋の径は D13 とする。
- ii) 孔あき鋼板ジベルの孔径は, 貫通鉄筋径+最大骨材寸法以上とし, 孔の最大中心間隔は 500mm とするのがよい。
- iii) 孔あき鋼板ジベルのかぶりは, 孔あき鋼板ジベルの上端より 100mm 以上の純かぶりを確保する。
- iv) 孔あき鋼板ジベルを 2 枚並列に設置する場合は, 孔あき鋼板ジベル高さの 3 倍程度以上確保する。
- v) 孔あき鋼板ジベルは高い疲労耐久性を有していることが報告¹³⁾されているが, 孔あき鋼板ジベルと鋼桁のフランジの溶接品質を確保し, 孔部からの疲労亀裂を避けるために, 孔下端からフランジまでの距離を適切に確保する。

1.2 コンクリート上部構造の上・下部構造接合部

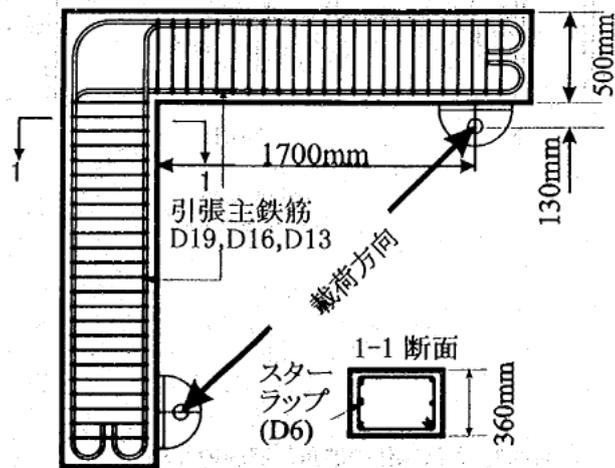
(1) 上・下部構造接合部の構造例

接合部は、適切な接合構造を配し、主桁に生じる断面力を橋台壁に伝達されるように鉄筋を配置する。この際、鉄筋コンクリート部の構造細目は、H24 道示Ⅲ16 章および H24 道示Ⅳ 7 章に従う。以下に示す H24 道示Ⅴ10.8 の構造細目を満足させることにより、レベル 2 地震時において上下部接合部が限界状態を超えないと考えられる。

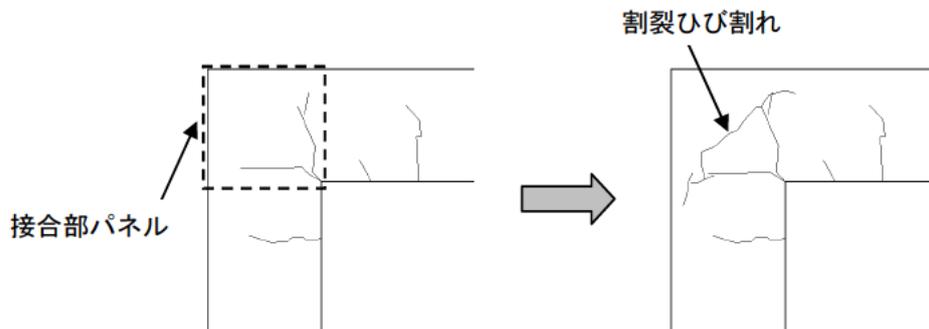
- ・せん断補強鉄筋の配置 : 橋台壁および上部構造のそれぞれの取付位置において必要となるせん断補強筋量以上を接合部内に配置する。
- ・主桁軸方向鉄筋の適切な定着 : 上・下部接合部の外面かぶりの剥落を考慮した定着構造とする。

上記の構造細目は、隅角部を対象とした供試体を用いた載荷実験結果¹⁴⁾¹⁵⁾¹⁶⁾から提案したものである。文献 14)では、L 型鉄筋コンクリート隅角部を対象として、図-1.2.1 に示す供試体を用いて載荷試験を行い、破壊メカニズムおよび補強鉄筋の効果について検討が行われている。載荷試験では、隅角部が内側引張を受ける場合と、地震作用を想定した内外側に正負交番載荷を受ける場合について実施しており、以下の知見が得られている。

- ・内側引張が生じる場合には、内側主鉄筋に沿った曲げひび割れが生じ、その後、H24 道示Ⅲ16.3 図-解 16.3.5 に示すようなひび割れ（以降、割裂ひび割れとする）が生じ、隅角部の強度低下が生じる（図-1.2.2 参照）。
- ・隅角部にメッシュ筋などの補強鉄筋を配置することにより、割裂ひび割れ発生による隅角部の強度低下を抑制することが可能。
- ・ハンチ筋を配置することにより、隅角部の割裂ひび割れ強度を増加させる一方、ハンチ筋は接合部材（上部構造、橋台壁）の引張鉄筋の一部として作用することから、隅角部に作用する曲げモーメントも大となる。したがって、ハンチ筋をある程度以上配置しなければ、割裂ひび割れを防止できない。
- ・外側引張が生じる場合については、ハンチがない場合には接合部材の付根位置が、ハンチがある場合にはハンチ始点位置が引張鉄筋の降伏の決定位置となる。
- ・隅角部の接合部パネルがせん断変形するため、エネルギー吸収能力の少ない挙動を示すことが想定され、接合部材（上部構造および橋台壁）に塑性ヒンジを確実に導入できるように、隅角部の曲げ強度をハンチ始点での曲げ強度より大きくなるようにハンチ寸法、ハンチ筋量を決めるのがよい。



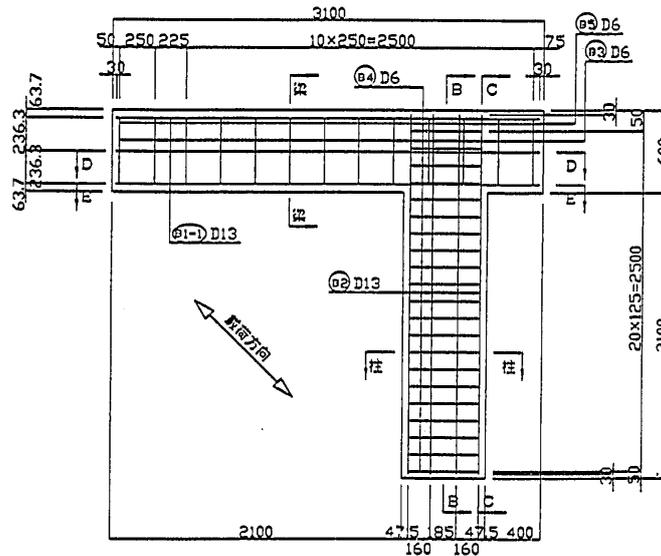
図一参 1.2.1 供試体概略寸法と載荷位置¹⁴⁾



図一参 1.2.2 内側引張によるひび割れの進展状況

文献 15)では、RC ラーメン橋脚の T 型の上・下部構造接合部を対象として、動的耐力と変形性能を把握することを目的として、図一参 1.2.3 に示すような供試体を用いて繰返し載荷実験を実施した結果、以下の知見が得られている。

- ・ 隅角部にひび割れが生じなかった供試体は、隅角部は剛体として挙動し、損傷は梁部材に生じた。
- ・ 隅角部にひび割れが生じた供試体は、梁の軸方向鉄筋の付着が切れることにより急激に耐力が低下した。梁の軸方向鉄筋を折り曲げて付着を確保した場合には、隅角部のせん断破壊が生じても必ずしも急激な耐力低下は生じなかった。
- ・ 梁の軸方向鉄筋を柱側に折り曲げて定着させた場合について、隅角部の帯鉄筋に大きなひずみが生じており、帯鉄筋が隅角部のせん断破壊に対してせん断補強筋として有効に作用していることが確認された。
- ・ 隅角部に生じる引張主応力度をコンクリートの引張強度と比較する手法が実験結果と比較的よい一致が得られた。



図一参 1.2.3 供試体概略図¹⁵⁾

文献 16)では、RC ラーメン高架橋の接合部 (T 型, L 型) を対象として、高架橋に期待する耐震性能を確保するために必要な接合部の補強方法を把握することを目的として、交番載荷試験を実施した結果、以下の知見が得られている。

- ・ 十分補強した接合部を有する場合には荷重-変位関係は比較的安定しているが、繰返しによる剛性低下が著しい。
- ・ 接合部内に配置するせん断補強鉄筋は、接合部のせん断強度の増加および保持に対して効果を有する。
- ・ 接合部に取り付く部材のじん性を十分発揮させるための接合部の補強方法は、接合部内に柱部材の帯鉄筋量の 2 倍程度のせん断補強鉄筋量が必要である。
- ・ 接合部に副次的な塑性化によりひび割れ損傷が生じることを許容するため、地震後にひび割れからの雨水等の浸入により鉄筋の腐食が懸念される。

(2) ハンチおよびハンチに沿う鉄筋の配置

H24 道示Ⅲ16.3 ではラーメン部材接点部の隅角部には応力伝達を円滑にする効果をもたせるため、ハンチを設けることとしているが、特に接合部の安全性について確認した場合にはハンチを設けなくてよい。インテグラルアバット橋では、上部構造を仮支持して主ケーブルの緊張後に上下部接合部の施工を行うため、ハンチに沿う鉄筋をあらかじめ配筋しておくことが困難となるため、接合部にハンチを設けなくても十分な荷重伝達がなされる構造を適用するなど工夫する。例えば、文献 14)~16)においてはハンチを設けない供試体に関して載荷実験が行われており、文献 14)では、接合部に鉛直および水平方向のせん断補強筋の配置の有無を比較し、せん断補強筋が割裂ひび割れ発生による接合部の強度低下を抑制する効果を確認している。また、文献 15)16)では、接続部材の帯鉄筋を接合部パネル内まで配置して載荷試験を行っており、十分に荷重伝達されていることを確認している。

参考文献

- 1) 芦塚憲一郎, 宮田弘和, 坂手道明, 木曾収一郎, 栗田章光: 直接基礎を有する鋼ポータルラーメン橋の設計と剛結部構造の合理化, 構造工学論文集, Vol.53A, pp.936-945, 2007.3.
- 2) 道下恭博, 本間宏二, 平田尚, 櫻井信彰, 渡部弘明, 藤川敬人: インテグラル複合ラーメン橋(西浜陸橋)の設計と施工, 橋梁と基礎, Vol.35, No.2, pp.11-18, 2001.2.
- 3) 本間宏二, 平田尚: 孔あき鋼板ジベルを用いた鋼桁-RC 橋台接合構造の実験的研究, 鋼構造論文集, Vol.8, No.30, pp.23-30, 2001.6.
- 4) 野村謙二, 土橋徹, 長田大作, 中嶋浩之: 鋼コンクリート複合ポータルラーメン橋の設計・施工-北関東自動車道江川橋-, 第6回複合構造の活用に関するシンポジウム講演論文集, pp.7-1-7-6, 2005.
- 5) 塩永亮介, 河野豊, 川辺篤宣, 上田和哉: 鋼ポータルラーメン橋「色太第三橋」の実験と施工, 石川島播磨技報, Vol.44, No.2, pp.58-65, 2004.3.
- 6) 富永知徳, 西海健二, 室井進次, 古市耕輔: 拘束条件を考慮した孔あき鋼板ジベルのずれ止め特性に関する報告, 土木学会第53回年次学術講演会, I-A323, 1998.10
- 7) 保坂鐵矢, 光木香, 平城弘一, 上野信一郎, 牛島祥貴: 孔あき鋼板ジベルのせん断耐荷挙動に及ぼす影響因子に関する研究, 土木学会第56回年次学術講演会, I-B286, 2001.10
- 8) 本間宏二, 平田尚: 孔あき鋼板ジベルを用いた鋼桁-RC 橋台接合構造の実験的研究, 鋼構造論文集, 第8巻第30号, 2001.6
- 9) 保坂鐵矢, 平城弘一, 小枝芳樹, 橘吉宏, 渡辺滉: 鉄道用連続合成桁に用いるずれ止め構造のせん断特性に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.44A, 1998.3
- 10) 保坂鐵矢, 光木香, 平城弘一, 牛島祥貴, 橘吉宏, 渡辺滉: 孔あき鋼板ジベルのせん断特性に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.46A, 2000.3
- 11) 土木学会 鋼構造委員会: 孔あき鋼板ジベル設計マニュアル(案), 平成13年11月
- 12) 土木学会: 鋼・合成構造標準示方書, 2007年制定
- 13) 平陽平, 天野玲子, 大塚一雄: 孔あき鋼板ジベルの疲労特性, コンクリート工学年次論文報告書, Vol.19, No.2, pp.1503-1508, 1997
- 14) 建設省土木研究所:L型鉄筋コンクリート隅角部の設計方法に関する検討, 土木研究所資料 第3636号, 1999.3.
- 15) 建設省土木研究所: 鉄筋コンクリートラーメン橋脚の柱・梁接合部の動的耐力および変形性能に関する実験研究, 土木研究所資料 第3671号, 2000.1.
- 16) 渡辺忠明, 松本信之: じん性を考慮した耐震設計法に関する研究(その2)-RC 高架橋の部材接合部の強度と変形性能, 鉄道総研報告, Vol.5, No.9, pp.21-30, 1991.9.

参考資料 2. PC 上部構造の施工順序の例

表-参 2.1.1 に PC 上部構造の上・下部構造接合部の構造概要と施工順序の例を紹介する。

完成系では上部構造と下部構造が一体構造となるが、施工順序によって各部材に生じる断面力が異なるため、施工順序を考慮した設計を行うとともに、施工段階においても設計で想定した施工順序に従い確実に施工を行う。特に、PC 上部構造においてはプレストレス力導入前に橋台と剛結すると、プレストレス力による弾性変形やクリープ変形により、基礎や橋台壁に大きな変位が生じることが想定される。基礎や橋台壁に及ぼす影響が可能なかぎり少なくなるように上・下部構造接合部を一体化する前にプレストレスを導入することや養生期間を十分に設ける等、施工にあたっての工夫が必要となる。設計時に考慮した施工手順と異なる方法により施工する場合には、架設時及び完成後の応力と変形等について再度検討する必要がある。

参考資料 3. 橋台部ジョイントレス構造の設計で用いる橋台背面土の土圧の考え方

橋台部ジョイントレス構造では、上部構造と下部構造を剛結させているため、橋台背面の土圧の作用を含めた全体系の構造解析を行う。このようなラーメン構造の挙動は、背面土の振動に支配され、どの程度の土圧が作用するかによりその挙動は大きく異なる。一般に、ラーメン構造の設計において常時・温度時の作用土圧は、固定壁として静止土圧を載荷する。このとき、静止土圧は、背面土に良質な砂・砂礫を用いることを前提に静止土圧係数 0.5 として求められている。さらに、土圧は、種々の要因により設計どおりに作用しないこともあるので、設計上は全設計土圧が作用する場合と全設計土圧の 1/2 が作用する場合のうち不利な場合の断面力に対して検討する等の配慮をしている。

このような設計の実態に対して、近年の研究成果によると、上下部一体となった構造では、桁の伸び縮みに伴う橋台壁の繰り返し作用により大きな変形が生じる場合には背面土圧が静止土圧係数を 0.5 として求めたものよりも増加する場合があることが実験的に明らかにされている。インテグラルアバット構造の設計においては、供用性の観点から橋台壁天端に過大な変位が生じないように許容水平変位を設けており、大きな変形を許容しないことを前提としているが、仮に大きな変位を許容するような場合には、設計では繰り返し作用による土圧の増加の影響を考慮する必要がある。

ここでは、上下部一体となった橋台壁に作用する土圧に関する既往の実験結果や計測事例等を紹介する。

3.1 既往の模型実験における背面土圧の検証例の紹介

文献 1)では、標準砂を使った模型実験が行われており、その結果、壁の繰り返し水平変位により背面土圧が増加し、橋台高さの 0.08% (季節変動相当) の水平変位約 2,200 回で、土圧係数が 0.3 から 0.8 に増加するという実験結果が得られている (図-参 3.1.1)。

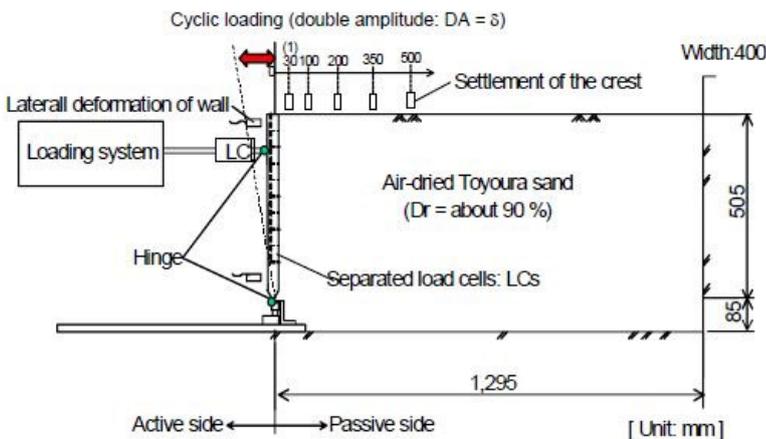


Figure 3. Model retaining wall.

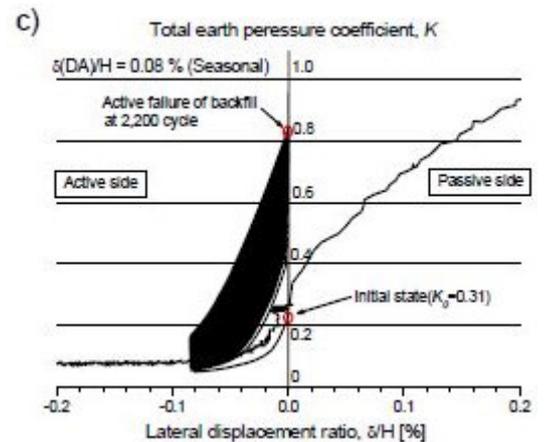


Figure 5. Relationships between K and δH

図-参 3.1.1 模型実験における背面土圧の検証例¹⁾

3.2 英国における実橋での橋台背面土圧の計測例の紹介

英国における計測事例²⁾では、温度変化に伴う桁の伸縮による背面土圧の増加は確認されたものの、竣工後約4年半の時点では経時的な増加は確認されていない。また、国内における計測事例でも、背面盛土構築後の計測で静止土圧係数0.5として求めた静止土圧の約半分の値であったことが確認されている。計測事例はごく僅かであることから、背面土圧の変動については引続き実橋梁レベルでの計測データ等を収集することが望まれる。

3.3 国内外での橋台背面土圧に関する規定の紹介

英国³⁾では、**図-参 3.3.1**のように、繰返し変形の影響を考慮した土圧を設計で考慮することが規定されており、橋台壁の上側は静止土圧よりも大きな土圧を作用させている。これに対して、米国(オレゴン州⁴⁾等)や国内の設計事例では、繰返し変形の影響を考慮して土圧を作用させた設計は行われていない。ただし、**図-参 3.3.2**のように、地震時には常時と比較して大きな荷重(地震時主働土圧+慣性力)を作用させるため、結果的に橋台壁背面からの受働土圧(**図-参 3.3.2**のA2橋台)に対して十分な配筋等がされているのが実態である。

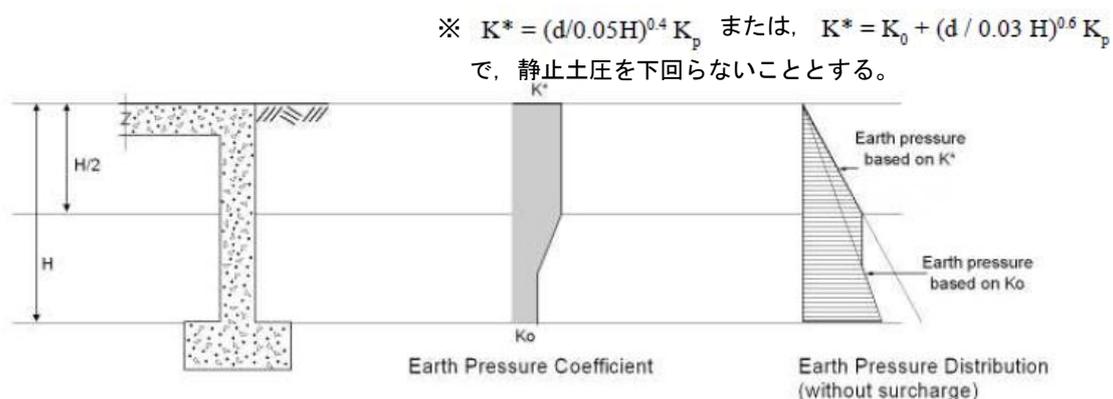


図-参 3.3.1 英国における背面土圧の規定例³⁾

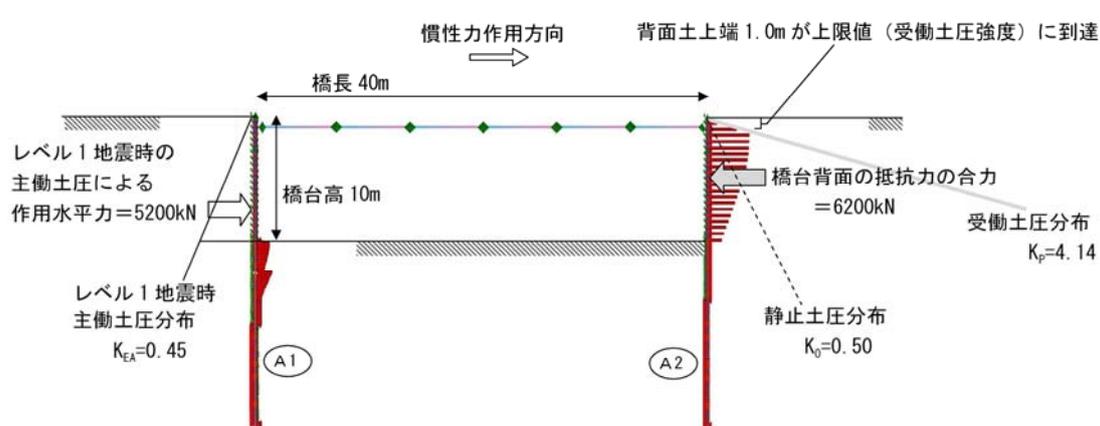


図-参 3.3.2 インテグラルアバット構造における地震時の橋台背面の地盤反力度の分布状況の例

3.4 国内での既設門型ラーメン構造の損傷状況の紹介

国内において、常時の作用土圧を静止土圧係数 0.5 にて求めて設計された既設橋を対象に、常時の定期点検結果、大地震後の点検結果を調査した。常時の定期点検結果、大地震後の点検結果ともに土圧の影響による損傷事例は確認されなかった（表-参 3.4.1 及び表-参 3.4.2）。なお、表-参 3.4.2 は、平成 23 年（2011 年）東北地方太平洋沖地震の被災地域（震度 6 弱以上）にある橋梁である。

表-参 3.4.1 調査橋梁一覧（大きな地震の被害を受けていない地域）

| 橋梁名 | 橋長 (m) | 上部構造 | 建設年 | 供用 開始 | 点検 年月日 | 主な損傷状況 ※縦壁のひび割れは縦方向のみ。 |
|-------|-----------|---------|--------|----------|-----------|---------------------------|
| A-1 橋 | 28.1 | PC 中空床版 | 2005.3 | 2008.4 | 2009.6 | 床版下面、橋台縦壁のひび割れ |
| A-2 橋 | 17.2 | PC 中空床版 | 2005.3 | 2008.4 | 2009.6 | 床版下面、橋台縦壁のひび割れ |
| A-3 橋 | 36.2 | PC 中空床版 | 2005.3 | 2008.4 | 2009.6 | 床版下面、橋台縦壁のひび割れ、 路面の凹凸 |

表-参 3.4.2 調査橋梁一覧（東北地方太平洋沖地震の被災地域（震度 6 弱以上））

| 橋梁名 | 橋長 (m) | 上部構造 | 建設年 | 供用 開始 | 点検年月日 | | | 地震による 損傷状況 |
|-------|-----------|--------|------|----------|-------|------|------|----------------|
| | | | | | 地震前 | 地震後 | | |
| B-1 橋 | 17.0 | RC 床版 | — | — | 2007 | | 2011 | 路面のひび割れ、袖擁壁の沈下 |
| B-2 橋 | 35.7 | PRC 床版 | 2000 | 2000 | 2005 | 2010 | 2011 | 目立った損傷は確認されず。 |
| B-3 橋 | 55.3 | PRC 箱桁 | 2000 | 2000 | 2005 | 2010 | 2011 | |
| B-4 橋 | 34.6 | PRC 床版 | 2000 | 2000 | 2005 | 2010 | 2011 | |
| B-5 橋 | 28.5 | PRC 床版 | 2000 | 2000 | 2005 | 2010 | 2011 | |
| B-6 橋 | 34.5 | PRC 床版 | 2000 | 2000 | 2005 | 2010 | 2011 | |
| B-7 橋 | 42.3 | PRC 箱桁 | 2000 | 2000 | 2005 | 2010 | 2011 | |

参考文献

- 1) Daiki HIRAKAWA, Minehiro NOJIRI, Hiroyuki AIZAWA and Fumio TATSUOKA : Residual Earth Pressure on a Retaining Wall with Sand Backfill Subjected to Forced Cyclic Lateral Displacements,soil Stress-Strain Behavior: Measurement, Modeling and Analysis Geotechnical Symposium in Roma, March 16 & 17, 2006
- 2) KJBarker and DRCarder : Performance of an integral bridge over theM1-A1 Link Road at Bramham Crossroads, TRL Report TRL521
- 3) The Design of Integral Bridge Design Manual for Roads and Bridges 2003 / Scottish Executive Development Department
- 4) OTIA III State Bridge Delivery Program / Oregon Transportation Investment Act

参考資料 4. 橋台壁及び橋台壁・杭基礎接合部の設計

インテグラルアバット構造は、橋台壁と単列の杭基礎を直接接合した構造であり、剛体として設計されるフーチングを介して基礎へ荷重を伝達する従来の構造とは、以下の点が異なる。

- 橋台壁から杭基礎への荷重の伝達機構
- 橋台壁・基礎接合部の破壊形態

このため、橋台壁及び橋台壁・基礎接合部においては、これらを考慮した設計が必要である。しかし、インテグラルアバット構造において橋台壁から杭基礎へのどのように荷重が伝達されるのか、橋台壁・基礎接合部がどのような破壊形態となるのか等について実験や解析により検討した事例がない。そこで、平面骨組解析及び3次元FEM解析を行い、橋台壁及び橋台壁・基礎接合部の荷重伝達機構や破壊形態を確認する。この結果を受けて、最終的には以下の2点について検討し橋台壁及び橋台壁・基礎接合部の設計手法として提案する。

1) 橋台壁の部材照査における有効幅

フーチングを有する従来の橋台壁は、壁に作用する荷重に対して橋台壁断面の全体で抵抗するものとして設計を行い、橋台壁の上部と下部で抵抗する橋台壁の断面積は同じである。しかし、部材幅の異なる橋台壁と単列の杭基礎を直接接合したインテグラルアバット構造の場合、橋台壁と杭基礎との接合部付近は荷重の分布状況を踏まえて部材の設計を行う必要がある。このように荷重の分布状況を考慮した設計を行っている部材は、フーチングや床版等が挙げられる。フーチングの場合、躯体からの荷重の分布を考慮して有効幅が設定され、計算上は有効となる断面において必要となる鉄筋量を求めている。このように、インテグラルアバット構造の橋台壁においても、杭基礎と橋台壁相互の荷重分布を考慮して有効幅を設定する。

2) 橋台壁下面の配筋方法（構造細目）

剛体として扱われるフーチングは、断面照査により非常に多くの鉄筋が配置される。そして、このようなフーチングに杭基礎を接合した場合、杭頭部に作用する荷重に対しては、フーチングの下面鉄筋が抵抗することで所要の性能が担保されていることが多数の実験により確認されている。一方、橋台壁は下面に配される鉄筋量もフーチングに比べて少なくなる可能性があり、フーチングを有する従来構造と比較して、杭頭付近の橋台壁の耐力が劣る可能性がある。したがって、橋台壁・杭基礎接合部に所要の耐力が確保されるような配筋方法を提案する。

4.1 検討手順

前述した2つの課題である「橋台壁から杭基礎への荷重の伝達機構が不明であること」、「杭頭接合部の破壊形態が不明であること」に対して、平面骨組解析と3次元FEM解析による検討を実施する。検討手順を以下に示す。

- step1 全体系の平面骨組解析 : インテグラルアバット構造の適用範囲内で、橋台及び基礎の諸元がどの程度になるのか平面骨組解析を用いた試設計により確認する。
- step2 3次元FEM解析 : step1の結果より得られたインテグラルアバット構造で想定される構造諸元に基づき、3次元FEM解析に用いる解析モデルの構築と解析ケースの選定を行う。3次元FEM解析により、上部構造から伝達される荷重が橋台壁を介して基礎にどのように伝わるか、橋台壁・基礎接合部はどのように破壊するかを確認する。併せて、橋台壁・基礎接合部は、試設計にて求めた橋台壁の諸元で所要の耐力を有するかを確認する。
- step3 橋台壁の設計法の提案 : step1およびstep2の結果を踏まえて、橋台壁の部材設計における有効幅と橋台壁・基礎接合部に所要の耐力を確保するための構造細目を提案する。

4.2 全体系の平面骨組解析

(1) 検討の目的

インテグラルアバット構造において、「インテグラルアバット構造の設計・施工ガイドライン(案)」で提案した設計手法により設計を行った場合に、橋台壁や杭基礎がどの程度の諸元となるのか不明である。そこで、3次元FEM解析に先立って、全体系の平面骨組解析を用いた試設計により、インテグラルアバット構造の適用範囲内において、橋台壁や杭基礎がどの程度の諸元になるかを確認する。

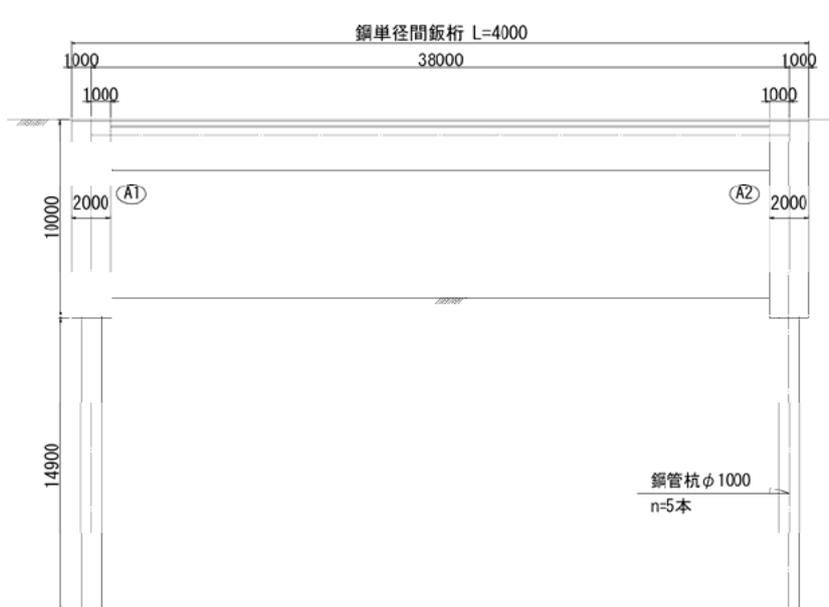
(2) 解析条件

1) 解析対象

図一参 4.2.1 に解析モデルの概略図を示す。図一参 4.2.1 は、実績等を踏まえて設定したインテグラルアバット構造の適用範囲の上限となる橋長 40m、橋台高 10m のケースである。これを基本ケースとして、橋長・橋台高・杭基礎の剛性・橋台壁厚をパラメータとして表一参 4.2.1 のとおり解析ケースを設定する。表一参 4.2.1 に示す case1 から case4 では、橋長及び橋台高をパラメータにしてインテグラルアバット構造の適用範囲の上下限において諸元がどの程度になるか確認する。また、case5 では、橋長

及び橋台高を変えずに杭基礎の剛性と橋台壁厚を変えたときにどのような影響があるのか確認する。なお、解析モデルの設定にあたって、杭径と杭本数は鉛直支持力の照査を満足するように、また壁厚は杭の標準的な縁端距離の1D(Dは杭径)を両側に確保するように2Dとして初期設定し、骨組解析により求めた断面力を用いて部材設計をする際にはこれらの条件は固定とした。したがって、部材設計により求める諸元は、橋台壁の鉄筋量、鋼管杭の部材厚、杭頭の中詰め補強鉄筋量である。

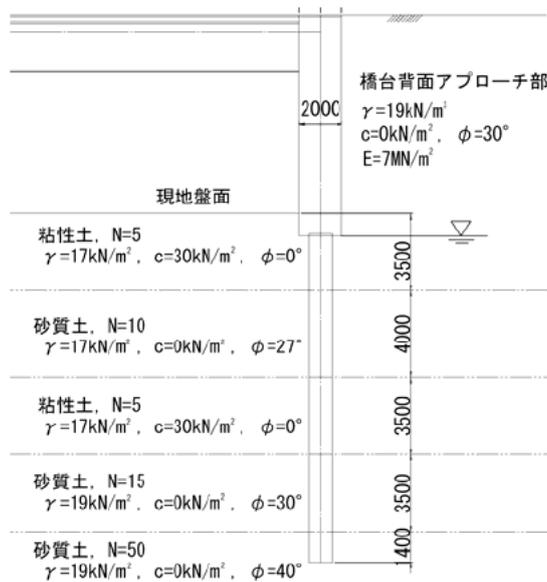
図一参 4.2.2 に地盤条件を示す。地盤種別は、インテグラルアバット構造の適用性が高いⅡ種地盤とし、地層構成は図一参 4.2.2 のとおりとした。また、橋台背面アプローチ部は、良質な材料で構成・施工されることを前提に、N値10以上が確実に得られる状態を想定した。



図一参 4.2.1 解析モデルの概略図（基本ケース）

表一参 4.2.1 解析ケース

| | 橋長 | 橋台高 | 杭基礎 | 橋台壁厚 |
|---------------|-----|-----|------------|--------|
| case1 (基本ケース) | 40m | 10m | φ 1000-5 本 | 2000mm |
| case2 | | 5m | φ 1000-3 本 | 2000mm |
| case3 | 10m | 10m | φ 1000-5 本 | 2000mm |
| case4 | | 5m | φ 800-3 本 | 1600mm |
| case5 | | 5m | φ 500-5 本 | 1000mm |



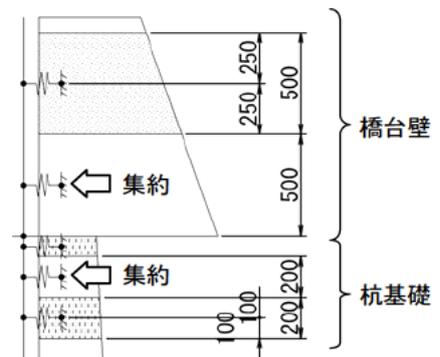
図一参 4.2.2 地盤条件及び地層構成

2) 解析の前提条件

表一参 4.2.2 に各構造部材のモデルを示す。常時・温度時・レベル 1 地震時に対して解析を実施することから、上部構造及び下部構造は線形部材として、地盤抵抗は節点集約の線形ばねとしてモデル化する。図一参 4.2.3 に地盤抵抗の節点集約方法を示す。橋台背面の水平地盤抵抗は橋台壁部材を 500mm ピッチ、杭周辺の水平地盤抵抗は杭部材を 200mm ピッチでそれぞれ分割し、各節点の線形ばねを集約ばねとして設置する。杭部材の分割ピッチは、杭径の 1/4 以下または 200mm 程度とすれば分割ピッチによる荷重変位曲線の誤差が無視できることが確認されている¹⁾ことから 200mm とした。なお、上部構造の断面剛性は、概略計算により決定した。

表一参 4.2.2 部材のモデル化

| 部 材 | モデル |
|------------|-------------|
| 上部構造 | 線形部材 |
| 橋台壁 | 線形部材 |
| 杭基礎(本体) | 線形部材 |
| 橋台背面地盤抵抗 | 線形ばね (節点集約) |
| 杭基礎の水平地盤抵抗 | 線形ばね (節点集約) |



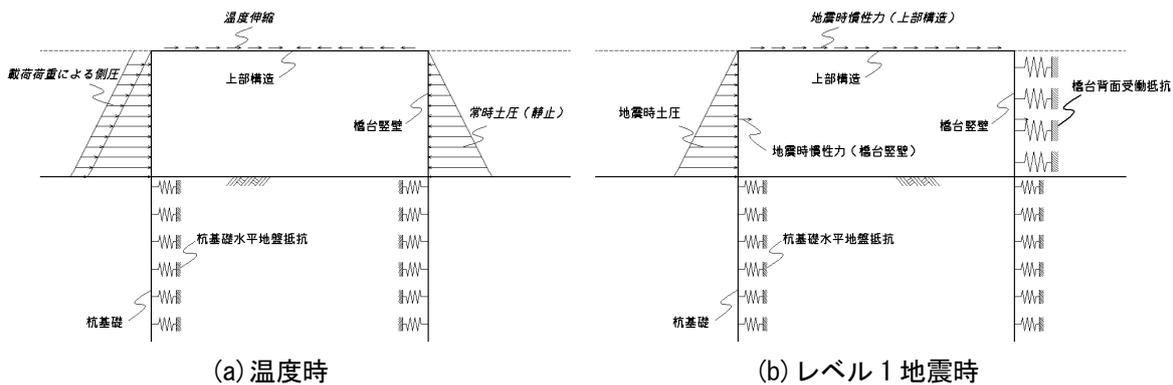
図一参 4.2.3 節点集約方法

また、荷重ケースは、以下の3ケースとする。地震の影響については、単径間のインテグラルアバット構造はレベル1地震動に対して耐震性能1の照査を行えばレベル2地震動に対する照査は省略してよいと考えられることから、レベル1地震時までとした。

- ・ 常時（死荷重+活荷重+常時土圧+載荷荷重による土圧）
- ・ 温度時（上記荷重+温度短縮）
- ・ レベル1地震時（死荷重+慣性力+地震時土圧（片側のみ））

なお、常時および温度時の橋台背面の土圧は、全設計土圧が作用する場合と全設計土圧の1/2が作用する場合とした。また、載荷荷重による土圧は、片側載荷、両側載荷、側圧無のケースをとし、これについても全設計土圧の1/2の場合を考慮する。図一参 4.2.4 には、温度時と地震時の荷重作用の概要を示す。

表一参 4.2.3 にレベル1地震時の作用に用いる設計水平震度を示す。地震時慣性力の設計水平震度は、II種地盤における最大値とする。



図一参 4.2.4 荷重作用の概要

表一参 4.2.3 設計水平震度

| | 躯体慣性力 | 地震時土圧 | 土圧載荷高 |
|-------|-------|-------|-----------|
| II種地盤 | 0.25 | 0.20 | 橋台天端～現地盤高 |

(2) 全体系の平面骨組解析を踏まえた各部材の設計結果

表一参 4.2.4 に設計結果を示す。本設計では、(1)で示した条件に基づく平面骨組解析により求めた断面力を用いて、橋台壁の鉛直方向鉄筋、鋼管杭の板厚及び杭頭中詰め補強鉄筋量を算定した。ここで、橋台壁の下面鉄筋について、従来の杭頭接合部の設計法に準じた場合、設計上は杭頭に作用する水平力に対してコンクリート部材のみで負担するため、橋台壁下面の鉄筋量を求めることができない。このため、ここでは表一参 4.2.4 に示すように、断面計算で求めた橋台壁の鉛直方向鉄筋を橋台壁下面に沿ってコの字型に配筋することとした。

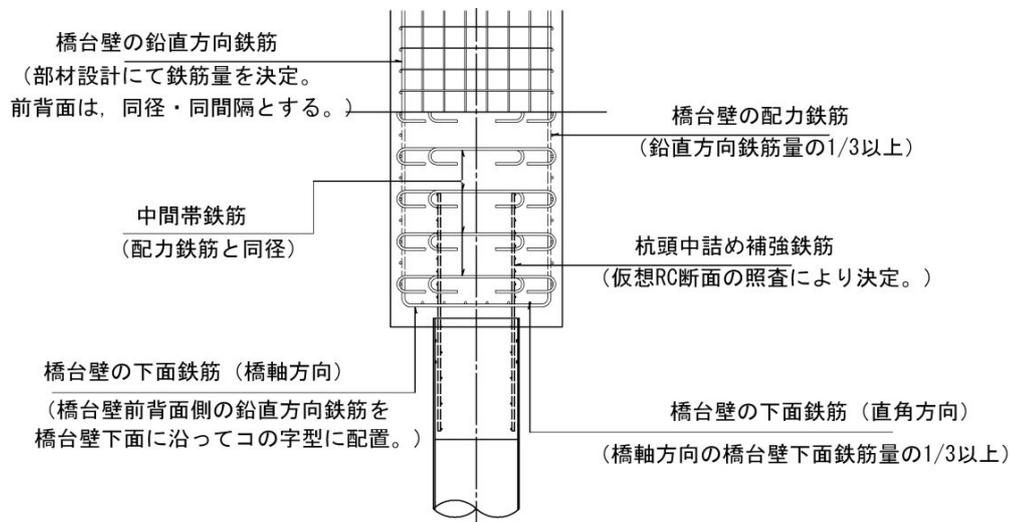
設計結果より、インテグラルアバット構造の適用範囲内において橋台壁や杭基礎がどの程度の諸元に

なるかについて以下の知見を得た。

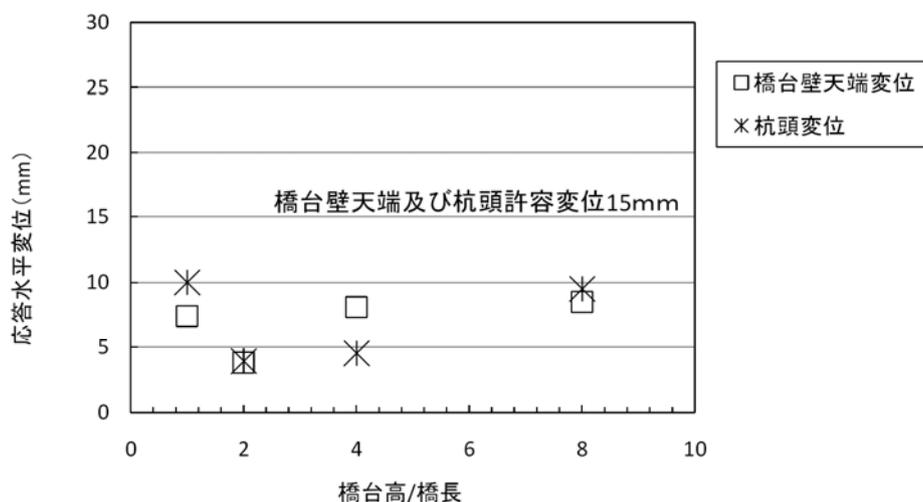
- ラーメン構造のため橋台壁天端の曲げモーメントが卓越し、橋台壁の鉛直方向鉄筋量は従来の橋台壁（例えば、橋台高 H=10m で D29-D32(250 ピッチ)、橋台高 H=5m で D16(250 ピッチ)) に比べて多くなる傾向にある。
- 杭基礎の諸元（鋼管杭の板厚及び杭頭中詰め補強鉄筋量）は、従来の橋台基礎と同等あるいはそれ以上となる。
- 橋台壁の下面鉄筋量は、橋台壁の部材設計で決定した鉛直方向鉄筋と同量を配筋すれば、従来の橋台フーチング（平均的にはD25-250 ピッチ、杭基礎が 2 列配置でフーチングの張出幅が小さくなる場合には D16-250 ピッチ。）と同等あるいはそれ以上となる。

表一参 4.2.4 平面骨組解析を踏まえた設計結果

| | | case1 | case2 | case3 | case4 | case5 | |
|------|---------|-----------|----------|----------|----------|----------|----------|
| 初期条件 | 構造諸元 | 橋長 | 40m | 40m | 10m | 10m | 10m |
| | | 橋台高 | 10m | 5m | 10m | 5m | 5m |
| | | 橋台壁厚 | 2000mm | 2000mm | 2000mm | 1600mm | 1000mm |
| | | 杭径 | φ 1000 | φ 1000 | φ 1000 | φ 800 | φ 500 |
| | | 杭本数 | 5本 | 3本 | 5本 | 3本 | 5本 |
| 設計結果 | 橋台壁鉛直鉄筋 | 主鉄筋 | D35@125 | D35@125 | D32@125 | D16@250 | D22@250 |
| | | 配力鉄筋 | D29@250 | D29@250 | D29@250 | D13@250 | D16@250 |
| | | 中間帯鉄筋 | D29@1000 | D29@1000 | D29@1000 | D13@1000 | D16@1000 |
| | 橋台壁下面鉄筋 | 主鉄筋（橋軸方向） | D35@125 | D35@125 | D32@125 | D16@250 | D22@250 |
| | | 主鉄筋（直角方向） | D29@250 | D29@250 | D29@250 | D13@250 | D16@250 |
| | 杭基礎 | 板厚 | 11mm | 18mm | 14mm | 9mm | 9mm |
| | | 材質 | SKK400 | SKK490 | SKK490 | SKK400 | SKK400 |
| | 杭頭接合部 | 中詰め補強鉄筋 | D16-24本 | D32-24本 | D35-22本 | D16-18本 | D16-18本 |
| | | 材質 | SD345 | SD490 | SD490 | SD345 | SD345 |



図一参 4.2.5 に骨組解析により得られた橋台壁天端および杭頭の応答水平変位を示す。いずれのケースにおいても支持力照査や部材照査により諸元が決定され、水平変位は両橋台の背面地盤が抵抗することからいずれのケースにおいてもそれほど大きくない。



図一参 4.2.5 骨組解析により得られた橋台壁天端および杭頭の応答水平変位

このようにして設計されたインテグラルアバット構造に対して、橋台壁・基礎接合部の荷重伝達機構や破壊形態がどのようになっており、設計荷重に対して所要の耐力を有しているかについて3次元 FEM 解析により確認する。

4.3 橋台壁に着目した3次元 FEM 解析

(1) 目的

橋台壁や橋台壁・基礎接合部は、上部構造や橋台背面から作用する荷重が基礎に確実に伝達される構造となるよう設計することが求められる。インテグラルアバット構造は、橋台壁と単列の杭基礎を直接接合した構造であり、剛体として設計されるフーチングを介して基礎へ荷重を伝達する従来の構造とは異なることから、この違いを考慮した設計が必要である。しかし、インテグラルアバット構造において橋台壁から杭基礎への荷重の伝達機構や破壊形態等について実験や解析により検討した事例がない。

そこで、4.2 の設計結果にて得られたインテグラルアバット構造で想定される構造諸元に基づき設定したモデルにより3次元 FEM 解析を行い、橋台壁から杭基礎にどのように荷重が伝達されどのような破壊形態を示すのかを確認する。また、併せて、4.2 で示した設計手法により設計した橋台壁が所要の耐力を有しているか確認する。

(2) 解析ケース

表一参 4.3.1 に解析ケースを示す。表中の解析ケース C1 は、表一参 4.2.4 に示した基本ケースの case1 の設計結果を反映したものであり、インテグラルアバット構造の適用範囲のなかで荷重条件が最も厳し

くなるケースである。これに対して、解析ケース C2 は橋台壁の鉛直方向鉄筋及び下面鉄筋が最も少なくなるケース、解析ケース C3 は C1 に対して橋台壁の厚さが半分となるケースである。各ケースの荷重の伝達機構や破壊形態、橋台壁・基礎接合部の耐力を確認すると同時に、壁厚や橋台壁の鉄筋量の違いが及ぼす影響についても確認する。

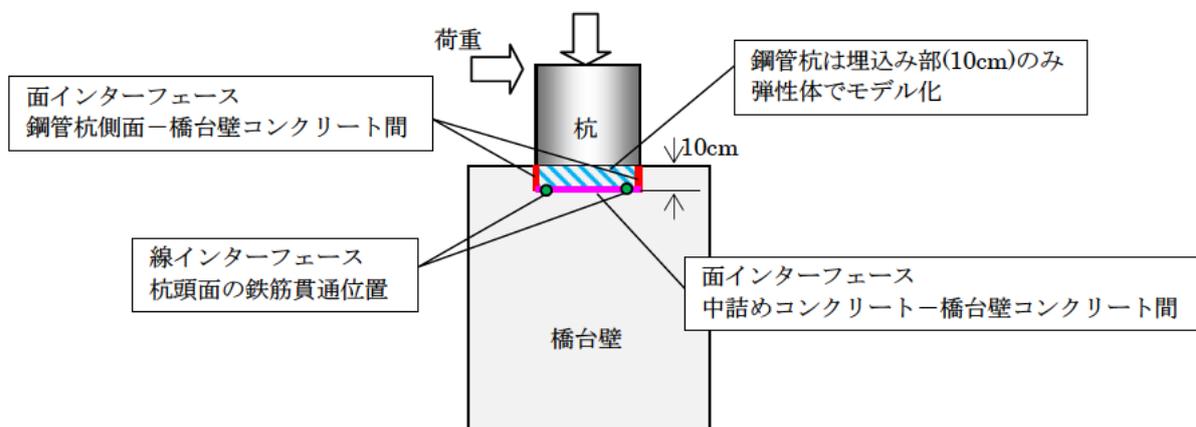
表一参 4.3.1 解析ケース

| ケース | 橋台壁 | | 杭基礎 | 目的 |
|-----|------|--------------------------|--------|---|
| | 壁厚 | 鉛直方向及び下面の鉄筋量 | | |
| C1 | 2.0m | 橋軸：D35-125 直角：D29-250 | φ 1000 | インテグラルアバット構造の適用限界での状態を確認する。荷重条件が最も厳しくなるケースである。(表一参 4.2.4 の case1) |
| C2 | 1.6m | 橋軸：D16-250 直角：D13-250 | φ 800 | 橋台壁の鉄筋量が最も少なくなる場合の状態を確認する。鉄筋量は、H14 道示に規定されている最小鉄筋量相当である。(表一参 4.2.4 の case4) |
| C3 | 1.0m | 橋軸：D22-250 直角：D16-250 | φ 500 | ケース C1 に対して壁厚が薄くなる場合の状態を確認する。(表一参 4.2.4 の case5) |

(3) 解析モデル

本解析の目的から、図一参 4.3.1 のように 1 本の鋼管杭を接合する周辺の橋台壁を取り出しモデル化をする。以下に、解析モデルの概要を示す。

- 鋼管杭の埋め込み部 (10cm) を弾性体でモデル化し、鋼管杭からの断面力をこの弾性体に作用させる。橋台壁は杭との接合部の反対側を拘束する。
- 橋軸方向および橋軸直角方向の地震時の杭頭部の断面力 (M, N, S) を鋼管杭に作用させる。
- コンクリートと鉄筋の非線形性を考慮し、接合部の水平せん断破壊を評価できるようにする。



図一参 4.3.1 解析モデルの概念図

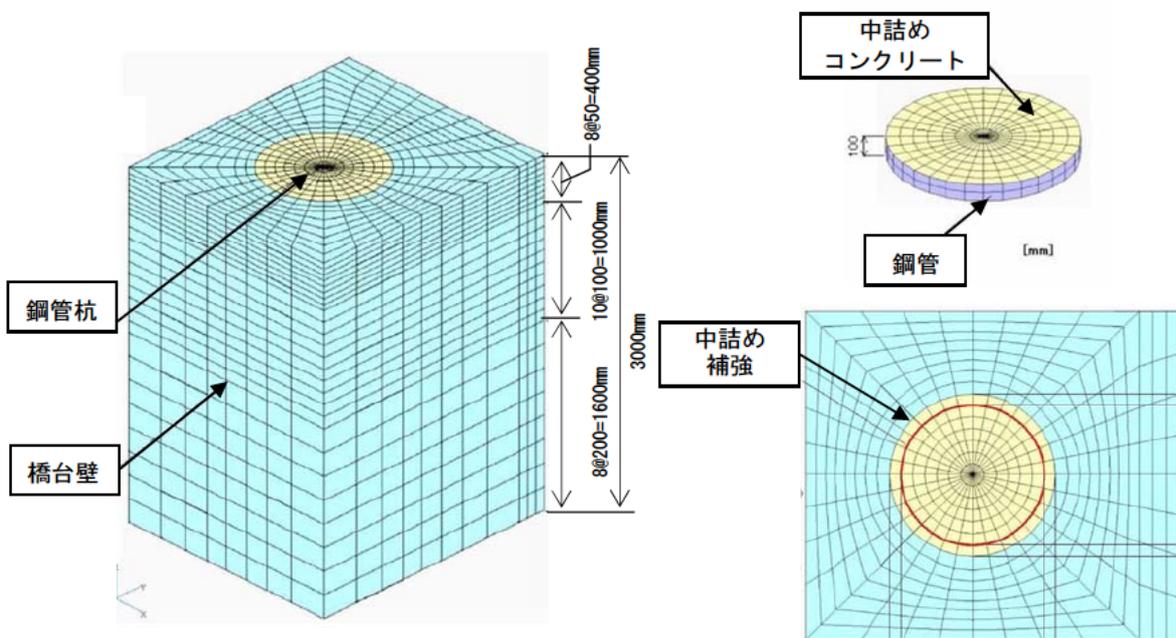
(4) 解析条件

1) 使用要素

表一参 4.3.2 に解析に用いた要素の概要を示す。各材料の境界はインターフェース要素としてモデル化する。また、鋼管杭はシェル要素，コンクリートはソリッド要素，鉄筋はバー要素でそれぞれモデル化する。図一参 4.3.2 および図一参 4.3.3 に解析モデルを示す。

表一参 4.3.2 使用要素

| 部位 | 使用要素 |
|----------------------|------------------------|
| 鋼管杭 | 4 節点 4 角形シェル要素 |
| 中詰めコンクリート | 6 節点ソリッド要素, 8 節点ソリッド要素 |
| 橋台壁コンクリート | 6 節点ソリッド要素, 8 節点ソリッド要素 |
| 鋼管杭側面-橋台壁コンクリート間 | 面インターフェース要素 |
| 中詰めコンクリート-橋台壁コンクリート間 | 面インターフェース要素 |
| 杭頭面の鉄筋貫通位置 | 線インターフェース要素 |
| 鉄筋 | BAR タイプ埋込み鉄筋要素 |



図一参 4.3.2 解析モデル

2) コンクリートの特性

中詰めコンクリートは線形材料，橋台壁コンクリートは非線形材料とする。材料物性値を表一参 4.3.3 に示す。設計条件の設計基準強度 24N/mm^2 ，粗骨材の最大寸法 25mm からコンクリート標準示方書²⁾を参考に設定する。なお，圧縮破壊エネルギー G_{F_c} は，中村らによる式³⁾から算出した。非線形解析におけるコンクリートの構成則には，回転ひび割れモデルを用いる。回転ひび割れモデルは，ひびわれを分散的に考慮したモデルで，ひび割れ面を常に最大主ひずみ直行方向に一致させる方法である。

表一参 4.3.3 コンクリートの材料物性値

| | 鋼管杭中詰 | 橋台壁 | 計算式 |
|------------------------------------|-------------------|-------------------|--|
| 設計基準強 $\sigma_{ck}(\text{N/mm}^2)$ | 24 | 24 | — |
| ヤング係数 $E(\text{N/mm}^2)$ | 2.5×10^4 | 2.5×10^4 | — |
| ポアソン比 ν | 0.2 | 0.2 | — |
| 引張強度 $\sigma_t(\text{N/mm}^2)$ | — | 1.91 | $\sigma_t = 0.23\sigma_{ck}^{2/3}$ |
| 粗骨材最大寸法 $d_m(\text{mm})$ | 25 | 25 | — |
| 引張破壊エネルギー $G_{F_t}(\text{N/mm})$ | — | 0.084 | $G_{F_t} = 1/100(d_m)^{1/3} \cdot \sigma_{ck}^{1/3}$ |
| 圧縮破壊エネルギー $G_{F_c}(\text{N/mm})$ | — | 43.0 | $G_{F_c} = 8.77\sigma_{ck}^{1/2}$ |

3) 鋼材

鋼管杭は線形材料とする。鉄筋は非線形材料とし，完全弾塑性バイリニア型の応力ひずみ関係で，鉄筋とコンクリート間の付着に島らの付着応力-ずれ関係⁴⁾⁵⁾を用いる。材料物性値を表一参 4.3.4 に示す。

表一参 4.3.4 鋼材および鉄筋の材料物性値

| | 種類 | ヤング係数 $E(\text{N/mm}^2)$ | ポアソン比 ν | 断面積 (mm^2) | 非線形特性 | | |
|-----|--------|--------------------------|-------------|---------------------|----------------------|-------|-------|
| 鋼管杭 | SKK400 | 2.0×10^5 | 0.3 | 18.0 | | | |
| 鉄筋 | D13 | 2.0×10^5 | — | 126.7 | 島モデル ⁴⁾⁵⁾ | | |
| | D16 | | | | | SD345 | 198.6 |
| | D29 | | | | | SD490 | 642.4 |
| | D35 | | | | | | 956.6 |

4) 接触面の扱い

鋼管杭側面-橋台壁コンクリート間は法線方向の圧縮のみ剛とするノーテンションモデル，中詰めコンクリート-橋台壁コンクリートの境界面はクーロン摩擦モデル(図-参 4.3.3)，杭頭部の中詰め補強鉄筋は鉄筋のひずみ-すべり量から求めた応力-相対変位関係とする。図-参 4.3.4 に杭頭部の中詰め補強鉄筋のひずみ-すべり量関係を示す。島らは，鉄筋が降伏することによる付着性状の変化を実験的に調べ，降伏後の付着特性を定式化したモデルで表しており，図-参 4.3.4 は島らの提案した付着モデル^{4) 5)}から求めたものである。

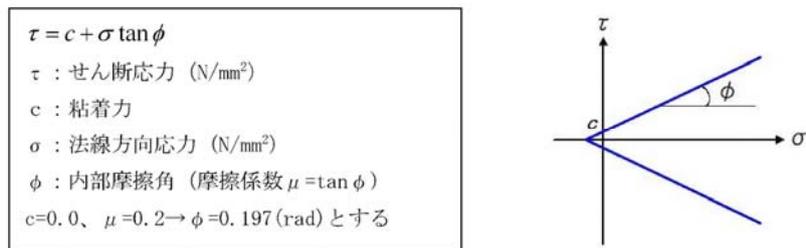


図-参 4.3.3 中詰めコンクリート-橋台壁コンクリートの境界面のクーロン摩擦モデル

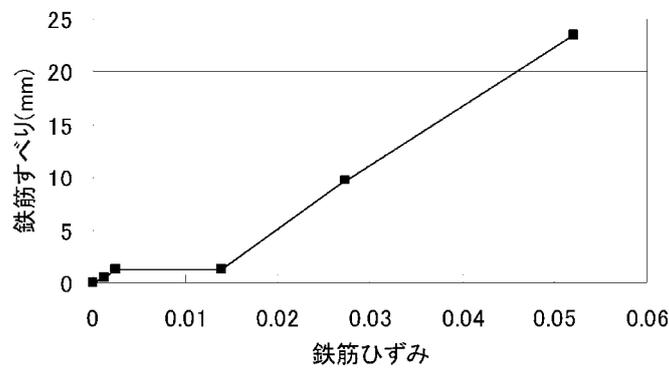
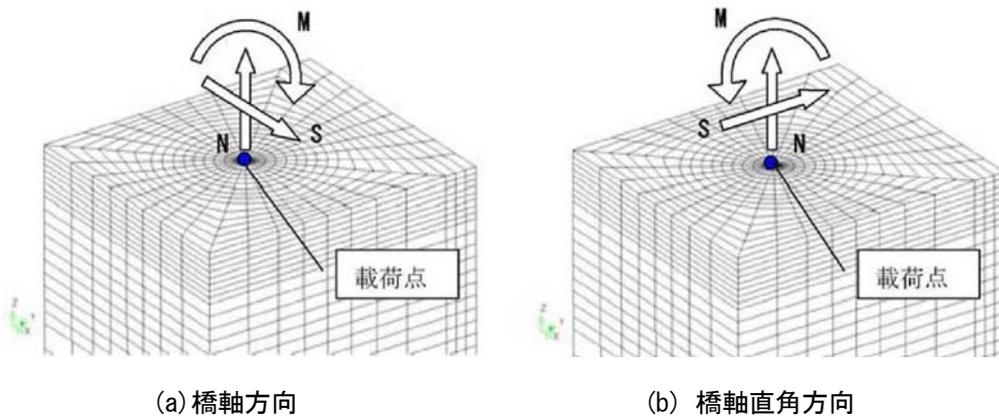


図-参 4.3.4 杭頭の中詰め補強鉄筋のひずみ-すべり量関係

(5) 荷重条件

図一参 4.3.5 に荷重作用の概要図を示す。荷重の作用方向は、橋台壁下面の鉄筋量が橋軸方向と橋軸直角方向で異なることからそれぞれの方向で図一参 4.3.5 に示す載荷点に載荷する。載荷方法は、4.2 の平面骨組解析で求めた各荷重条件における杭頭の断面力に基づき荷重増分法で杭体の埋込部に分布荷重で作用させる。表一参 4.3.5 及び表一参 4.3.6 に各ケースの載荷断面力を示す。なお、設計荷重はレベル 1 地震時までであるが、本解析では橋台壁が破壊に至るまでの状況を確認する必要があるため、レベル 1 地震以上の荷重についてはこの荷重をもとに荷重増分法で荷重を作用させた。



(a) 橋軸方向

(b) 橋軸直角方向

図一参 4.3.5 荷重の作用

表一参 4.3.5 載荷断面力（橋軸方向）

| | C1 | | C2 | | C3 | |
|-----------|----------|--------|----------|--------|----------|--------|
| | M (kN・m) | S (kN) | M (kN・m) | S (kN) | M (kN・m) | S (kN) |
| 常時 | 592 | 243 | 273 | 150 | 129 | 101 |
| レベル 1 地震時 | 684 | 450 | 327 | 233 | 125 | 127 |

表一参 4.3.6 載荷断面力（橋軸直角方向）

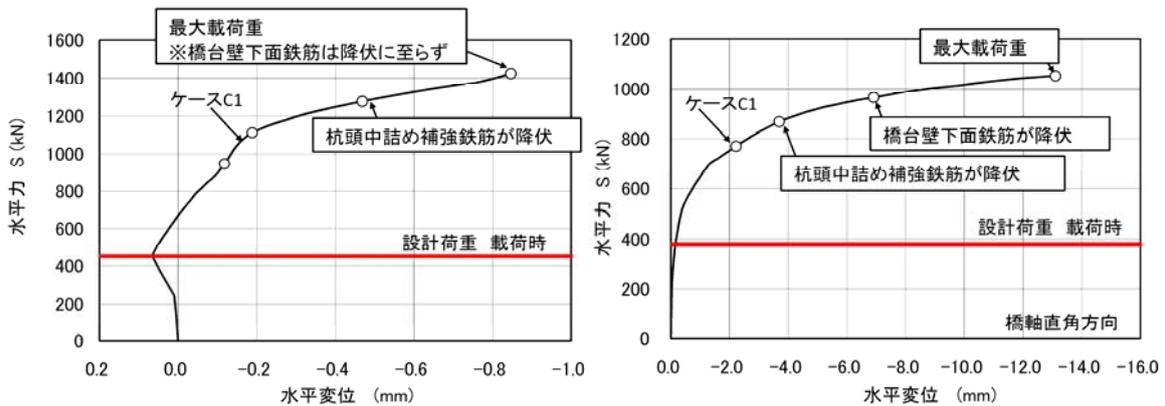
| | C1 | | C2 | | C3 | |
|-----------|----------|--------|----------|--------|----------|--------|
| | M (kN・m) | S (kN) | M (kN・m) | S (kN) | M (kN・m) | S (kN) |
| 常時 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| レベル 1 地震時 | 609 | 380 | 293 | 236 | 92 | 98 |

(6) 解析結果

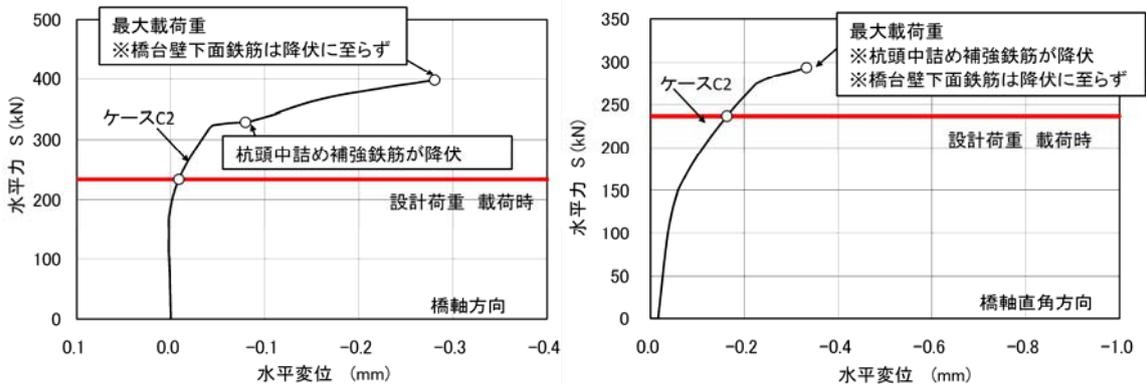
橋台壁の荷重伝達機構，破壊形態，耐力評価に着目して解析結果を整理する。

1) 載荷点の荷重－変位関係

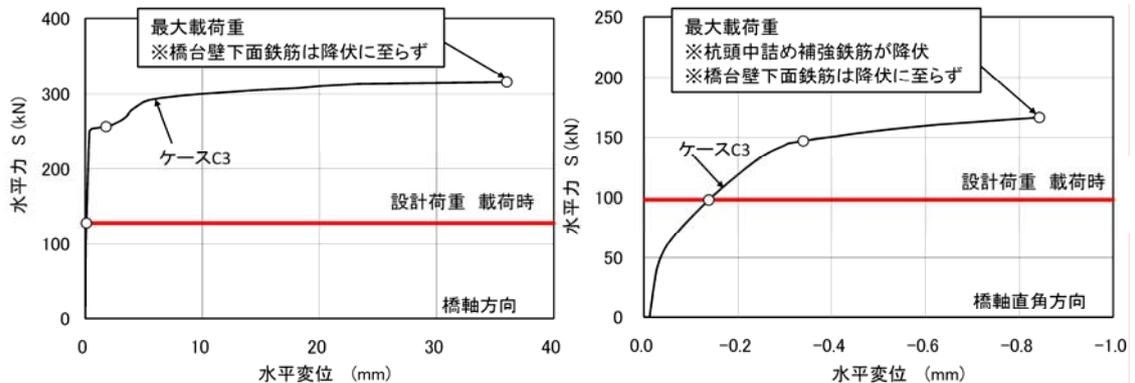
図一参 4.3.6，図一参 4.3.7 及び図一参 4.3.8 に各ケースの載荷点の荷重－変位関係を示す。4.2(2)の方法により橋台壁の配筋を行った場合，多くの鉄筋が配置されることから，結果として設計荷重時に対して橋台壁・基礎接合部は十分な耐力を有する。



図一参 4.3.6 載荷点の荷重－変位関係（橋軸方向）



図一参 4.3.7 載荷点の荷重－変位関係（橋軸方向）



図一参 4.3.8 載荷点の荷重－変位関係（橋軸方向）

2) クラック状況図及び橋台壁の主ひずみ分布

表一参 4.3.7 に橋台壁のクラック状況図を，表一参 4.3.8 に橋台壁の主ひずみ分布を示す。クラック状況図及び主ひずみ分布は，最大載荷重時における橋台壁中心位置における断面図で示す。ここで，前述した通り，4.2(2)の方法により橋台壁の鉄筋量を決定した場合，設計荷重レベルでは橋台壁に殆ど損傷が生じないことから，最大載荷重時の結果により橋台壁の破壊形態を考察する。

表一参 4.3.7 より，引張側の中詰め補強鉄筋に沿ってコーン状にひび割れが生じていることがわかる。また，圧縮側にも橋台壁上面に向かって斜め方向ひび割れが生じている。

表一参 4.3.8 より，杭周辺の橋台壁下面に局部的にひずみが生じていることがわかる。杭周辺の橋台壁下面が局部的にこわれるのは，従来構造による載荷実験により得られた結果 ④に近い傾向を示している。橋台壁下面に鉄筋を配置することが耐力を確保するためにも重要であることがわかる。

表-参 4.3.7 クラック状況図

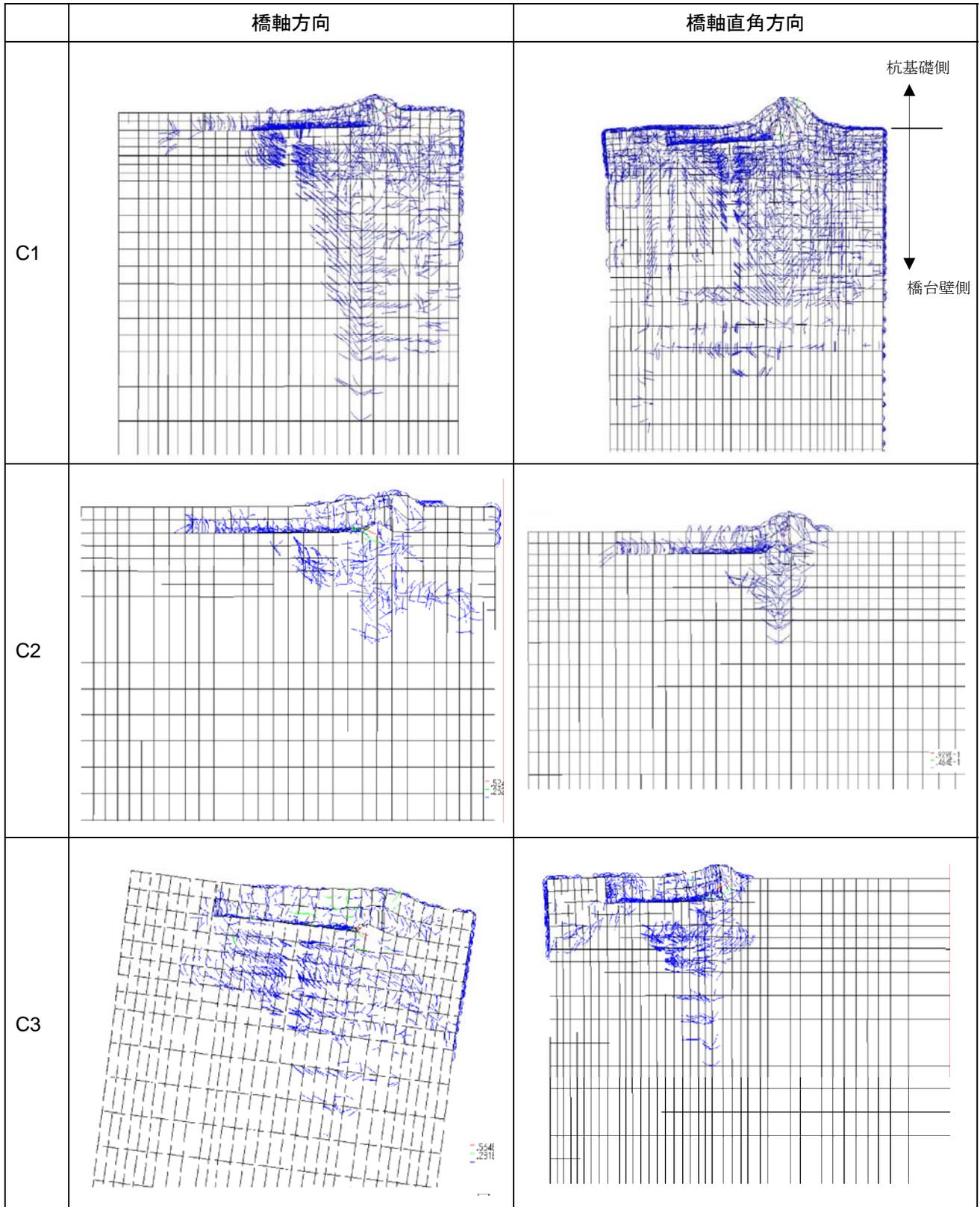
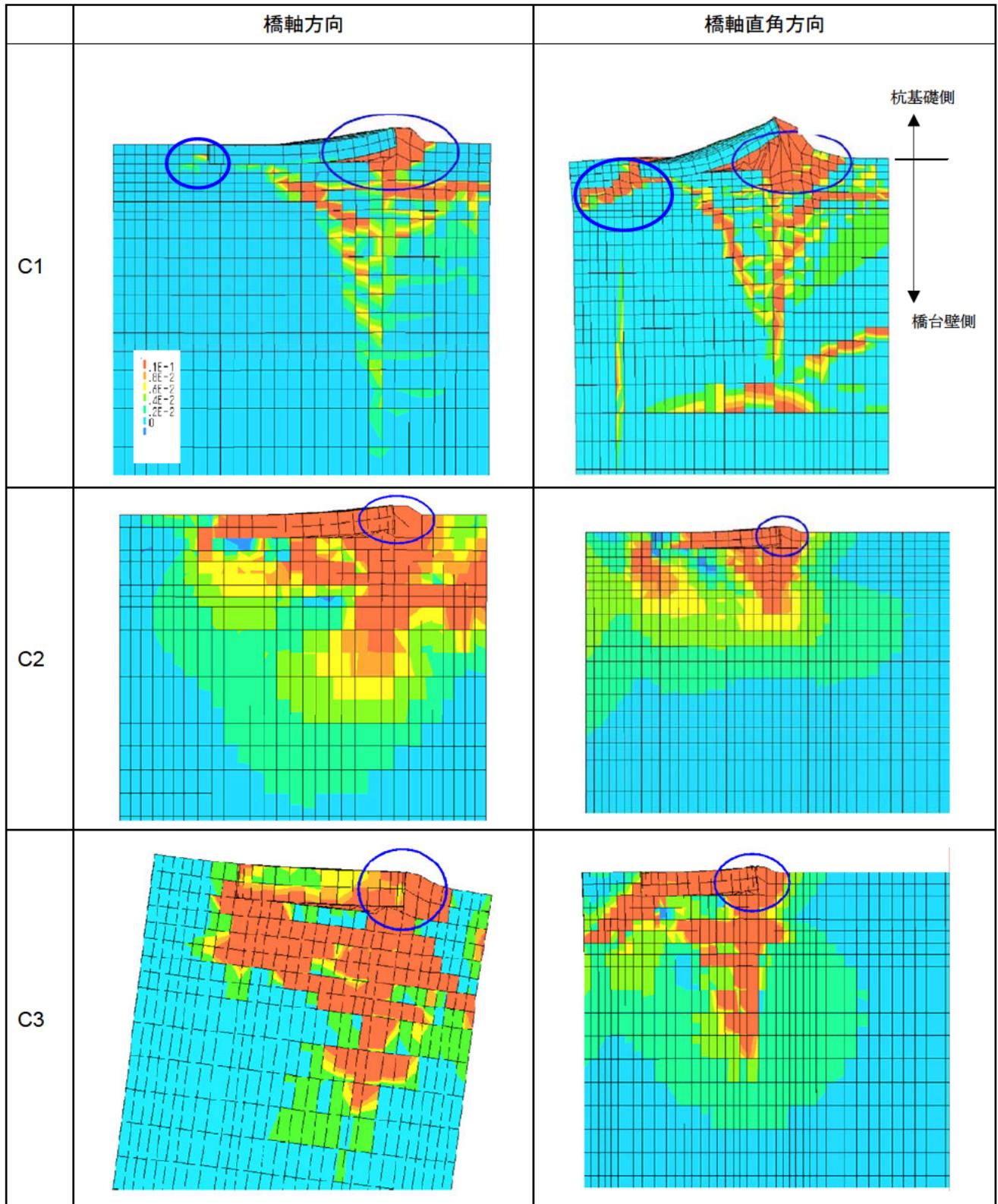


表-参 4.3.8 ひずみ分布図

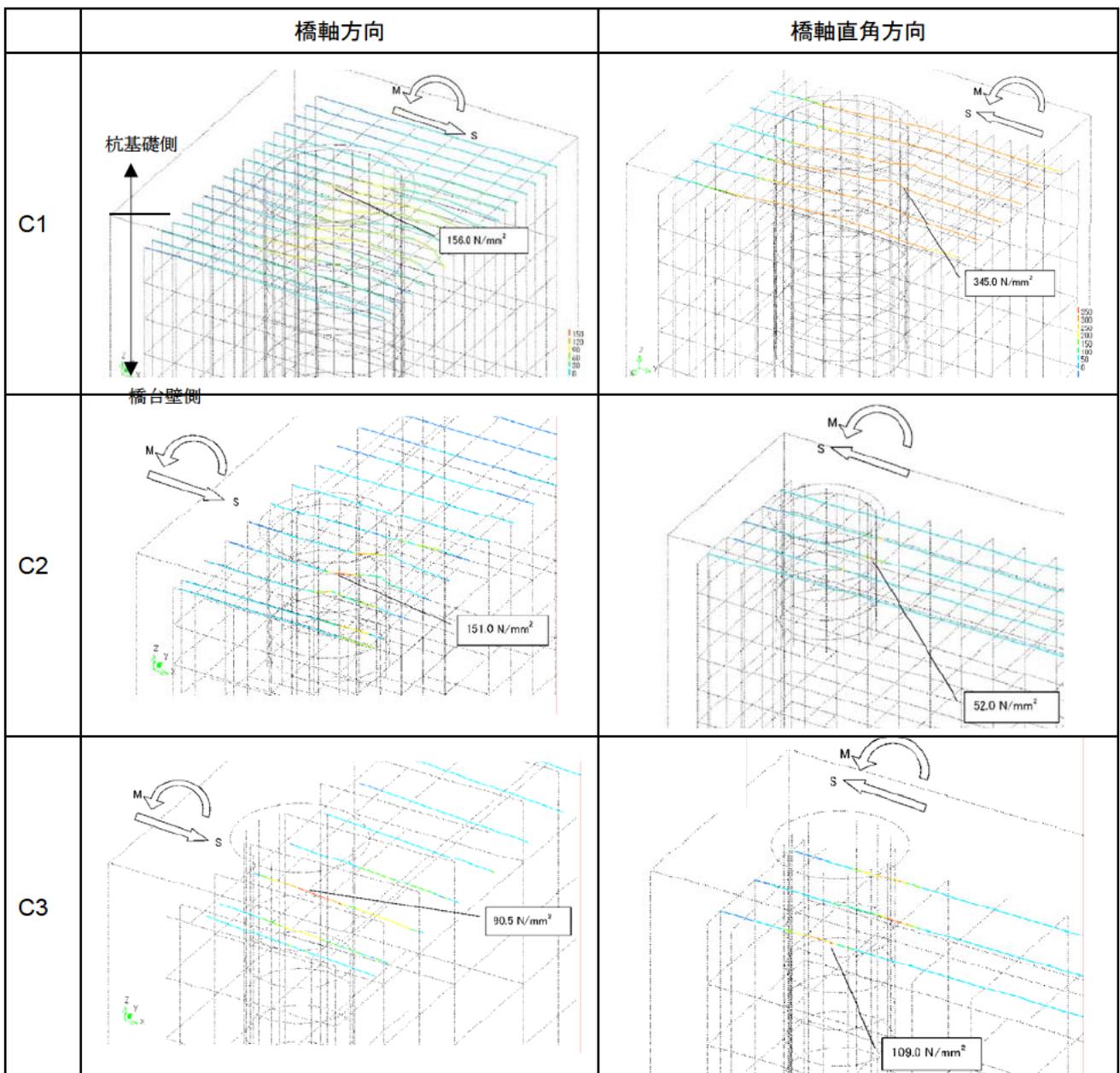


3) 橋台壁の下面鉄筋の応力分布

表一参 4.3.8 に最大載荷時の橋台壁の下面鉄筋の応力分布図を示す。

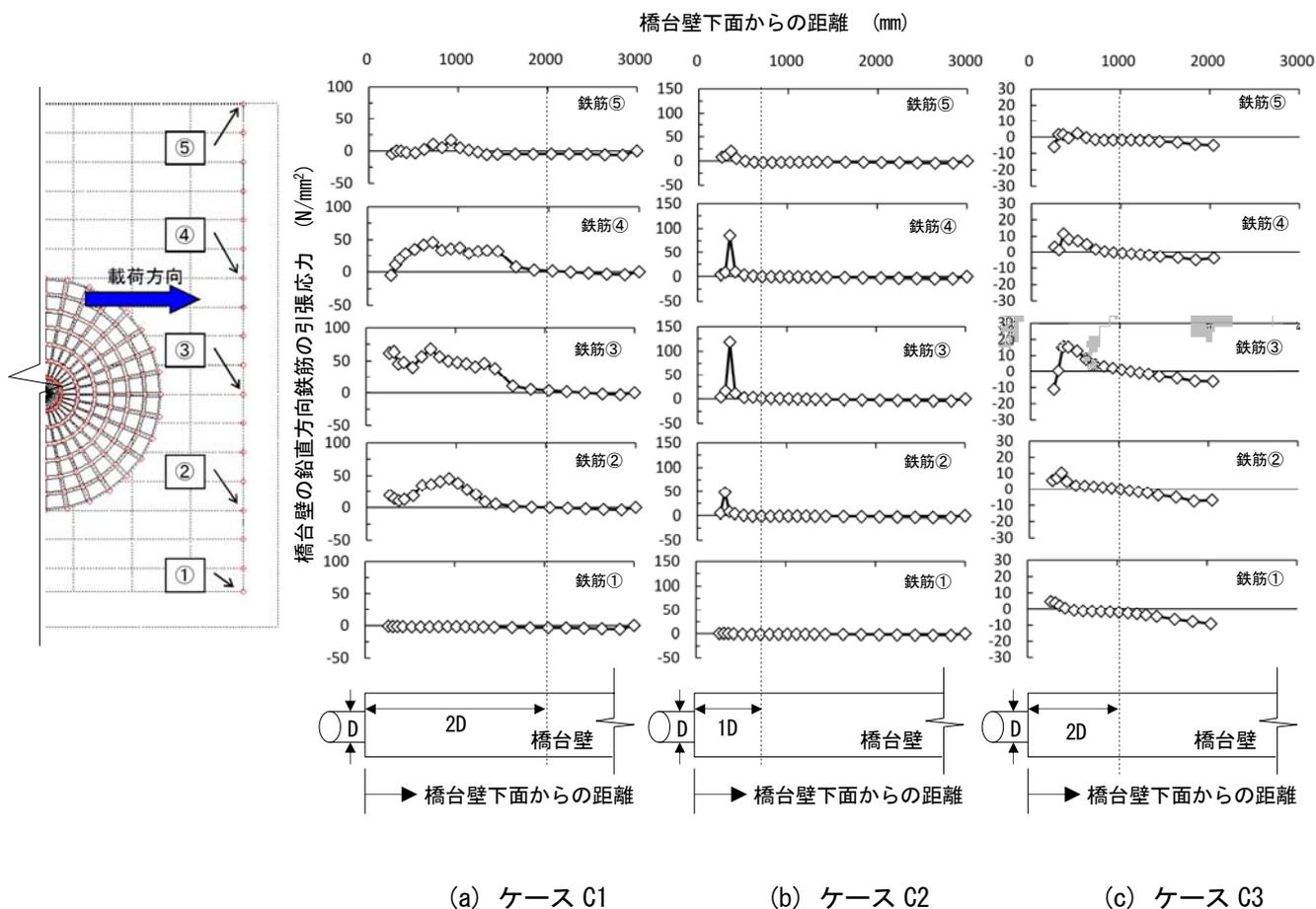
橋台壁下面鉄筋について、橋軸方向は橋台壁の部材設計により決定した鉛直方向鉄筋を下面まで配筋すること、橋軸直角方向は従来フーチングに従い直行する鉄筋量の 1/3 以上を配筋することで、橋台壁・基礎接合部には設計荷重に対して十分安全となる耐力が確保されることがわかる。このため、本条件にて橋台壁の設計を行った場合には、設計荷重に対して押抜きせん断の照査は省略してもよいと考えられる。なお、設計荷重時は殆ど応力が出ていないため、ここでも最大載荷時の橋台壁の下面鉄筋の応力分布図を示している。

表一参 4.3.8 橋台壁の下面鉄筋の応力分布



4) 橋台壁の鉛直方向鉄筋の応力分布

図一参 4.3.9 に最大載荷重時の橋台壁の鉛直方向鉄筋の応力分布図を示す。横軸は橋台壁下面からの距離、縦軸は鉛直方向鉄筋の引張応力を示している。図一参 4.3.9 より、解析ケースによらず杭頭付近では杭前面の鉄筋に応力が集中しているが、杭径の2倍程度離れると均一になっている。

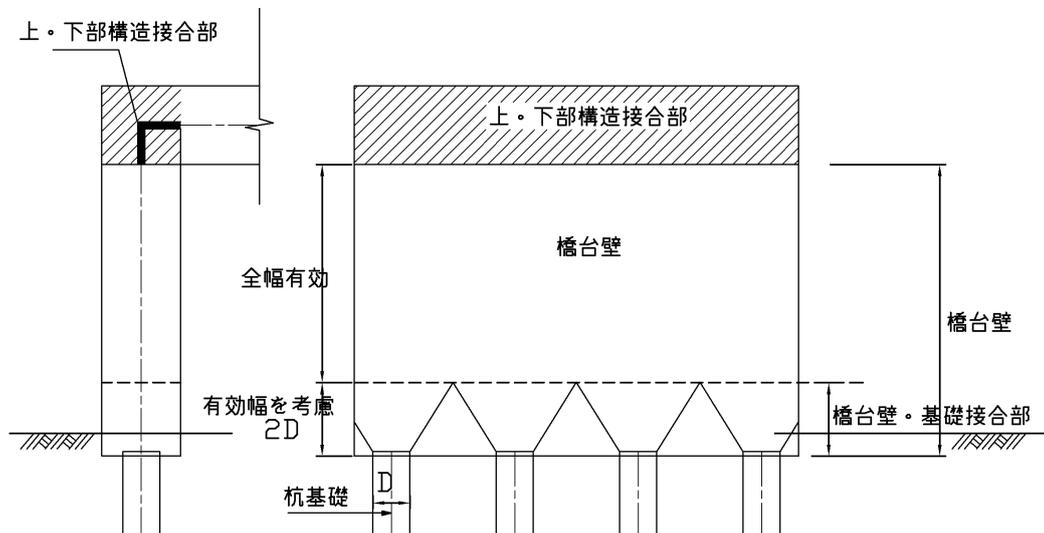


図一参 4.3.9 橋台壁の鉛直方向鉄筋の応力分布 (橋軸方向)

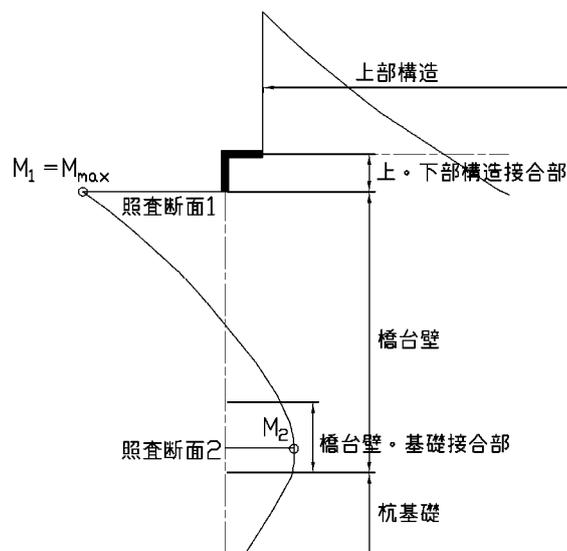
4.4 解析結果まとめ

(1) 荷重伝達機構を踏まえた橋台壁の有効幅の設定

3次元 FEM 解析結果より、橋台壁・基礎接合部では、荷重作用時に杭前面付近の鉄筋に応力が集中するが、杭径の2倍程度離れると応力が均一になることがわかった。以上より、図一参 4.3.10 に示す橋台壁下面から $2D$ (D は杭径)を橋台壁・基礎接合部と定義し、この区間における橋台壁は、生じる断面力に対して有効幅を考慮して部材設計を行うことを提案する。図一参 4.3.11 に示す曲げモーメントの分布例のように、橋台壁の断面照査は、曲げモーメントが最大となる位置に加えて有効幅を考慮する位置でも実施する。なお、有効幅は曲げモーメントに対する設計で考慮し、せん断力に対する設計では、局部的に橋台壁・基礎接合部でせん断破壊することは考えられないことやフーチングの設計を踏まえて全幅を有効とする。



図一参 4.3.10 橋台壁の有効幅の設定



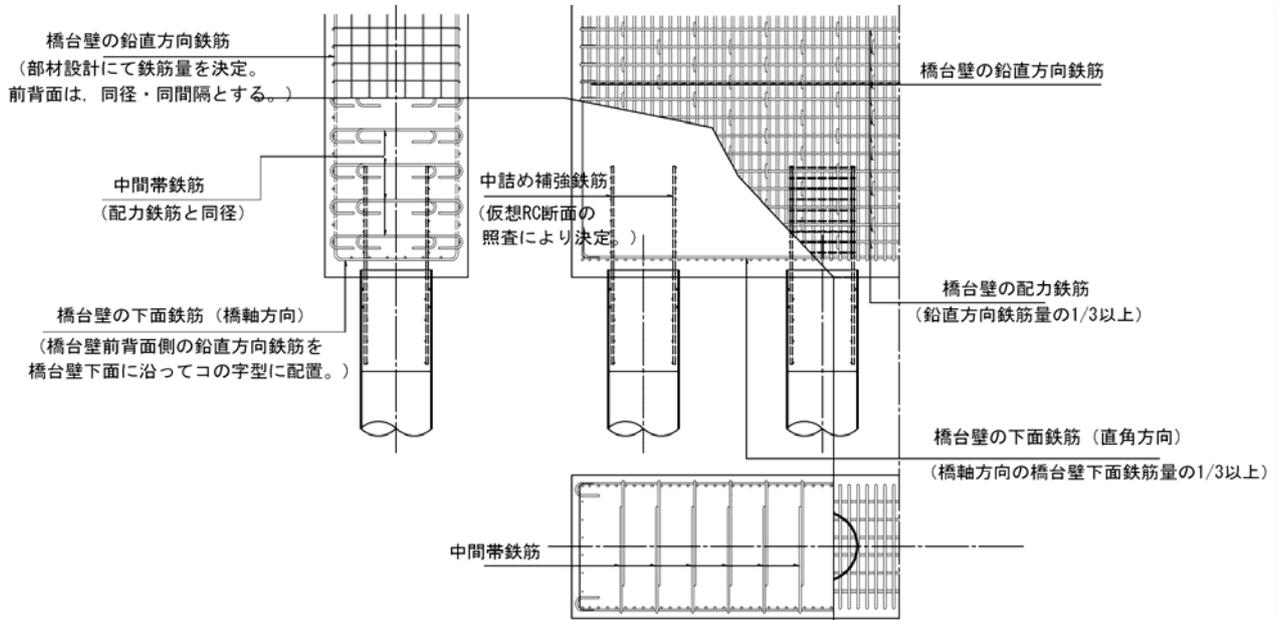
図一参 4.3.11 橋台壁の曲げモーメント分布の例

(2) 破壊形態、橋台壁・基礎接合部の耐力評価結果を踏まえた橋台壁下面鉄筋の配筋方法

従来のフーチングと同様に、杭基礎から伝達される荷重により杭周辺の橋台壁下面に応力が集中するため、橋台壁下面にはそれなりに鉄筋を配置する必要があることがわかった。従来構造の杭頭接合部の水平押抜きせん断照査を準用した場合、レベル1地震時までは水平力に対してコンクリートのみで負担できるような照査を行うため、必要な橋台壁下面鉄筋を求めることができない。一方で、部材照査により求めた橋台壁の鉛直方向鉄筋をそのまま下面に沿って配筋しておけば、杭頭に生じる荷重に対して十分な耐力を有する構造になることがわかった。以上より、図一参 4.3.11 に示す橋台壁の配筋方法を提案する。

【橋台壁の配筋案】

- 鉛直方向鉄筋は、平面骨組解析により求めた断面力により、有効幅を考慮して求め、下面に沿ってコの字型で配置する。なお、橋台壁前背面側とも同じ鉄筋量とする。
- 配力鉄筋は、従来構造の橋台壁に準じて鉛直方向鉄筋量の 1/3 以上を配置する。
- 中間帯鉄筋は、配力鉄筋と同径として従来構造の橋台壁に準じて配置する。
- 橋台壁の橋軸直角方向の下面鉄筋は、従来構造のフーチングに準じて、直行する鉄筋量の 1/3 以上を配置する。



図一参 4.3.11 橋台壁の配筋例

参考文献

- 1) 独立行政法人土木研究所：大きな変位を受ける杭基礎の地盤水平抵抗のモデル化について，土木研究所資料 第 4100 号，pp.75-80，2008.3.
- 2) 社団法人 土木学会：2007 年制定 コンクリート標準示方書 [設計編]，2007.3.
- 3) H.Nakamura, T.Higai: Compressive Fracture Energy and Fracture Zone Length of Concrete, Modeling of Inelastic Behavior of RC Structures under Seismic Loads, ASCE, pp.471-487, 2001.
- 4) 島弘他：異型鉄筋の鉄筋降伏後における付着特性，土木学会論文集第 378 号/V-6, 1987.2.
- 5) 島弘他：マッシブなコンクリートに埋め込まれた異型鉄筋の付着応力-すべり-ひずみ関係，土木学会論文集第 378 号/V-6, 1987.2.
- 6) 独立行政法人土木研究所，一般社団法人 鋼管杭・鋼矢板技術協会，社団法人 コンクリートパイル建設技術協会：杭基礎の大変形挙動後における支持力特性に関する共同研究報告書（杭頭結合部に関する研究），第 433 号，2012.3.

参考資料5. 橋台部ジョイントレス構造の形式検討の選定フロー

図-参 5.1.1 に、橋台部ジョイントレス構造及びその類似構造の形式選定フローの例を示す。橋台部ジョイントレス構造の形式選定にあたっては、各構造の適用条件を踏まえたうえで、従来構造も含めてジョイントレス構造とすることの優位性について検討し、採用の可否を判断するのがよい。

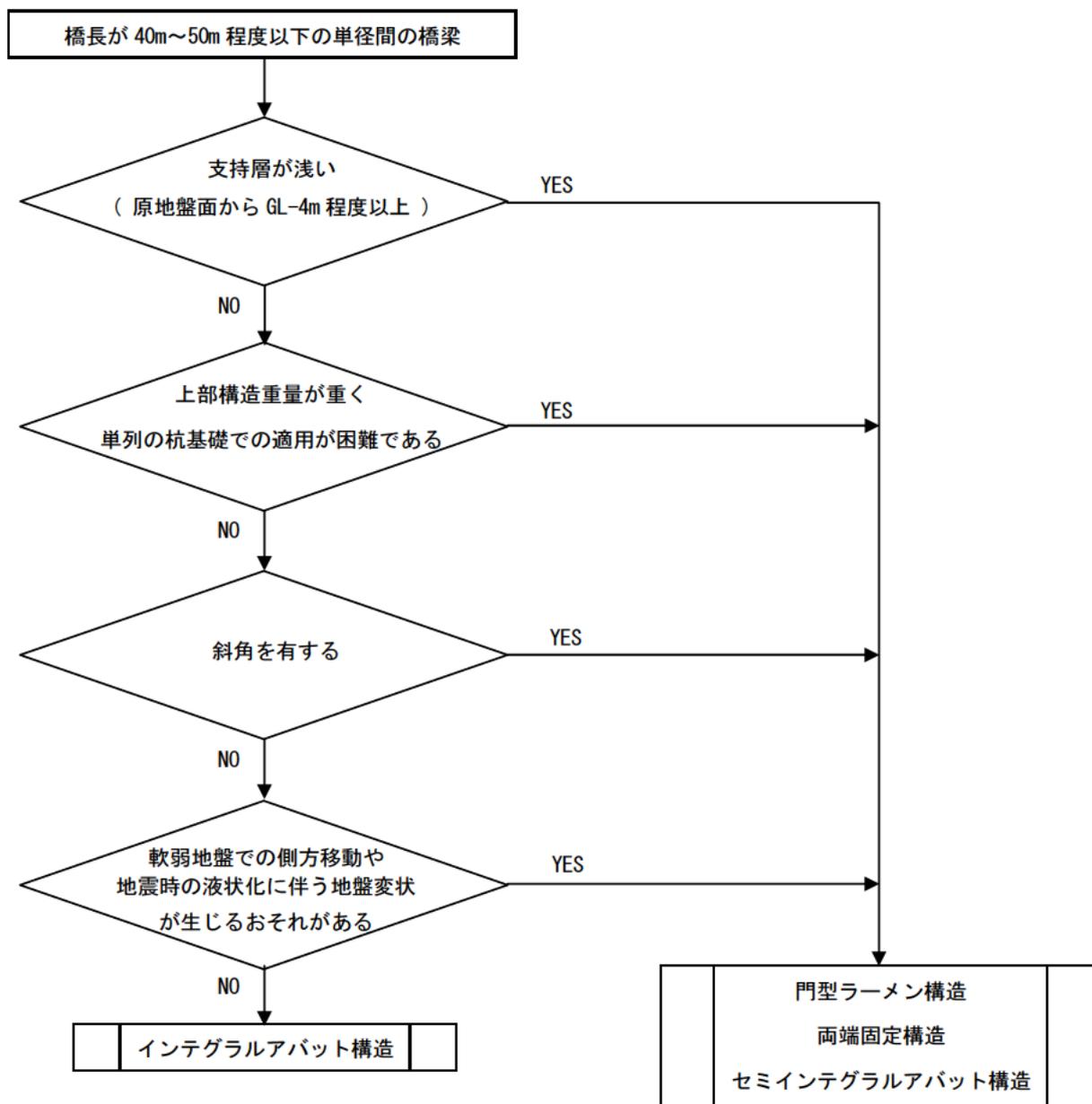


図-付 5.1.1 橋台部ジョイントレス構造の形式検討の選定フロー例

参考資料 6. 液状化地盤上にインテグラルアバット構造を設ける場合の設計法の検討

地震時に液状化が生じる恐れがある地盤でインテグラルアバット構造を適用する際には、地盤の変状に伴う不静定力の影響や液状化時の橋台背面地盤の受働抵抗の影響等について慎重に検討したうえで適用の可否を判断する必要がある。インテグラルアバット構造は、特に、橋台背面の地盤が確実に抵抗することが適用の前提条件となるため、液状化が生じる場合においても橋台背面アプローチ部が安定して地盤抵抗を期待できる状態にあることが求められる。

ここでは、液状化による背面地盤の沈下を考慮した設計方法及び液状化による流動化の影響を考慮した設計方法の例を紹介する。なお、液状化が生じた場合のインテグラルアバット構造の挙動については、地盤条件や構造条件により異なり、未解明な部分が多いことから今後も引き続き検討が必要である。

6.1 橋台背面地盤の受働抵抗

基礎周辺地盤に対して H24 道示 V 8.2.3 に従い砂質土層の液状化の判定を実施し、橋に影響を与える液状化が生じると判定された場合には、H24 道示 V 8.2.4 の規定により耐震設計上土質定数を低減させて耐震性能の照査が行われている。加えて、インテグラルアバット構造においては、水平方向支持を橋台背面土に分担させることから、橋台背面土を支持する現地盤に液状化が生じると判定される場合には、液状化による沈下によって橋台背面の地盤抵抗も低減することが考えられる。

橋台背面土が沈下する要因としては、背面土自体の沈下による場合と、背面土の支持地盤の液状化に伴う沈下による場合が考えられる。前者については、橋台背面土に特に良質で十分締固められる材料を、後者は地盤の液状化の程度に関して一定の適用範囲を慎重に検討する必要がある。

平成 17 年度新潟県中越地震、平成 19 年度新潟県中越沖地震における橋台背面区間の地震後の沈下に関して、国土技術政策総合研究所が調査した結果¹²⁾を基に橋台裏込め土の沈下状況と液状化層との関係を整理した(図-参 6.1.1 参照)。ここで、液状化の発生の有無の判断基準は、文献 3) に準じ、以下の通りとした。

- その地点の近傍に墳砂が見られる。
- 近傍に墳砂はないが、地盤変状ないしは構造物基礎の変状があり、地下水位以深の比較的浅部に層厚 2m 程度以上の緩い砂質土層(一般には N 値が 15 以下)が存在する。

調査結果から橋台背面の最大沈下量は 0.5m であったが、液状化層厚および盛土高と橋台背面土の最大沈下量との相関は見られなかった。

次に、大規模地震時における液状化前後の剛性の変化に着目した自重解析を行うことにより、液状化による橋台背面の沈下量を概算した。文献 4) では、河川堤防の地震被災事例の沈下量に対して、数値解析結果が概ね安全側の結果となることが報告されている。液状化地盤の物性は液状化層厚と繰返し三軸強度比 R_L を指標とし、沈下率(沈下量/盛土高)で整理した(図-参 6.1.2 参照)。これより、繰返し三軸強度比 R_L が小さくなる程、また、液状化層厚が大きくなる程に沈下率が大きくなることが分った。

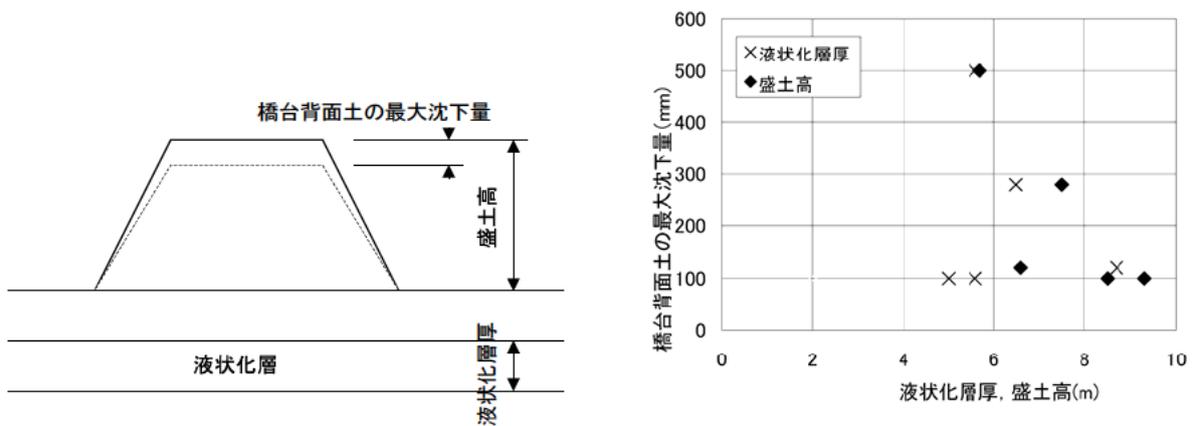
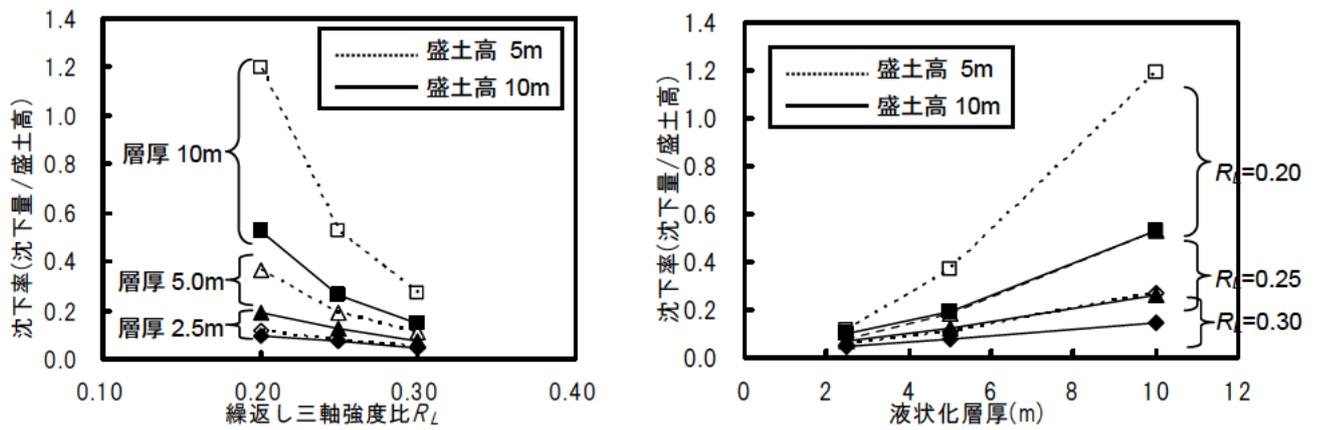


図-参 6.1.1 液状化層厚および盛土高と大規模地震後の調査による橋台背面天端の段差の関係



【沈下率—繰返し三軸強度比 R_L 】

【沈下率—液状化層厚】

図-参 6.1.2 繰返し三軸強度比 R_L および液状化層厚と橋台背面の沈下率の関係

大規模地震による被災事例では沈下率は最大 10%程度であったが、数値解析上では盛土の破壊形態によっては沈下率がさらに大きくなることも想定された。橋台背面アプローチ部が要求される性能としては、レベル 1 地震時には通常の維持管理で対応できる程度の損傷に留めることであり、レベル 2 地震時には橋台背面アプローチ部の表層すべりや路面の沈下を許容するが、短期間に容易に修復が行いうる程度の崩壊に留めることである。レベル 2 地震のような大規模地震時に液状化が生じる場合においても基本的に過大な沈下が生じることを認めないが、橋台背面アプローチ部の水平方向の地盤抵抗が十分発揮されるように、設計上は安全側に配慮し液状化に伴い生じる沈下量が盛土高の 20%程度となることを想定し橋台背面土の受働抵抗を低減することが考えられる。表-参 6.1.1 及び図-参 6.1.3 に大規模地震時の沈下量が盛土高の 20%以下となる液状化層厚と繰返し三軸強度比の目安を示す。なお、橋台背面アプローチ部の耐久性や修復性については地盤条件や周辺環境によって異なることに留意が必要である。

表-参 6.1.1 大規模地震時の沈下量が盛土高の 20%以下となる

液状化層厚と繰返し三軸強度比の関係の目安

| 液状化層厚 H_L (m) | 繰返し三軸強度比 R_L |
|----------------------|----------------|
| $H_L \leq 2.5$ | 0.20 以上 |
| $2.5 < H_L \leq 5.0$ | 0.25 以上 |
| $5.0 < H_L$ | 0.30 以上 |

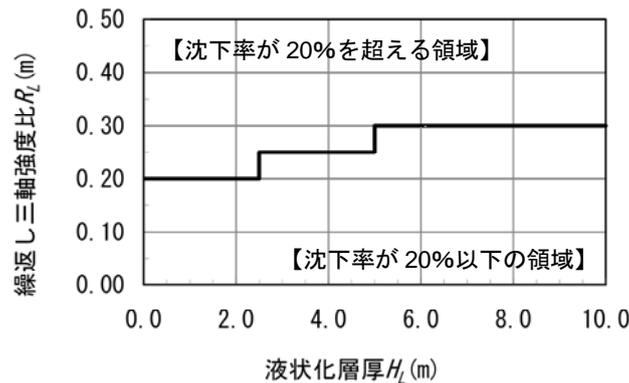


図-参 6.1.3 大規模地震時の沈下量が盛土高の 20%以下となる

液状化層厚と繰返し三軸強度比の関係の目安

6.2 橋に影響を与える流動化が生じる場合の流動力の設定

H24 道示 V13.2 では、液状化が生じる地盤での橋台の設計状況は、図-参 6.2.1 (a)に示すように、橋台背面土による地震時主働土圧と上部構造および橋台躯体の慣性力を想定している。これは、大規模地震の最中に過剰間隙水圧が上昇し、液状化が生じた時点での慣性力の影響を受ける状態を想定している。なお、H24 道示 V13.2 では、液状化が生じた場合には、背面土の応答加速度が減少することから、橋台の慣性力および地震時土圧を算定する際に、これを補正する補正係数 c_A を定義している。しかし、補正方法が解明されていないこと、液状化により背面土に沈下が生じ、基礎に影響を与えることを考慮して、安全側の判断として低減を考慮していない ($c_A=1.0$)。

一方、液状化により橋台背面土が沈下した場合には、基礎周辺地盤に大きな残留変位が生じ、基礎は前面方向に残留変位が生じることが考えられる。従来橋台では、基礎の前面方向への残留変位が大きい場合には、桁遊間を失い上部構造と衝突することが考えられるが、これまでの被災事例¹⁾では落橋には至っておらず、残留変位に関する照査は行わないが、橋台基礎に所要の耐力を付与すること等により耐震性が向上するよう配慮することを求めている。

上記の知見について、従来形式の橋台基礎を対象とした模型実験⁵⁶⁾と数値解析⁷⁾により検証が行われている。模型実験結果⁵⁶⁾からは次のことが確認されている。

- ・ 振動中に橋台背面に作用する最大土圧は、上部構造の桁端部との衝突に伴う橋台天端の変位拘束による土圧の増加が見られるものの、H24 道示 V で規定されている地震時主働土圧相当となる。
- ・ 液状化層に配置される杭に作用する流動力は、臨海部で生じる流動力とは異なり背面土が液状化層に

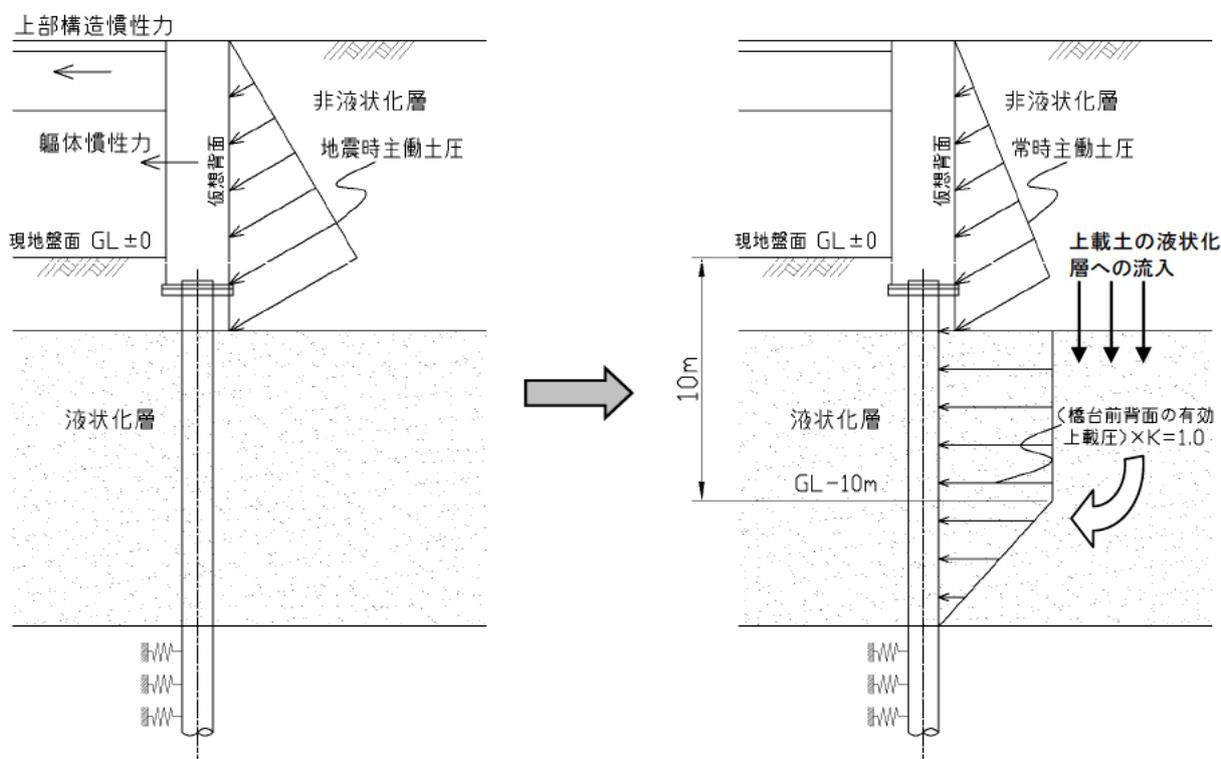
混入するため、特に液状化層の浅い部分において H24 道示 V 8.3 で規定している流動力より大きな値となる。

- ・ 流動力の値は、液状化層の上層から下層に向かって小さくなり、流動力を初期有効応力で除して無次元化した値は 0.3~1.5 にばらつく。

また、液状化による周辺地盤の変形の影響を 3 次元動的有限要素解析により検討した結果、次のことを明らかにしている。

- ・ 地震動の最大点で橋台背面に作用する土圧は最大となり、橋台に大きな水平変位が生じるが、橋台水平変位はその後も振動と伴に増加する。
- ・ 杭に生じる断面力は、地震動の最大点付近で概ね最大値となるため、H24 道示 V 13 章で規定する荷重状態で橋台基礎を照査すれば、所要の耐力を橋台基礎に付与させることができる。

インテグラルアバット構造は、上部構造と下部構造が剛結され基礎構造が橋軸方向に変形しやすい単列の杭基礎であるため、液状化層が厚い等には、地震後の液状化に起因する流動力によって基礎や橋台壁の変形に与える可能性がある。このため、H24 道示 V 13 章に規定する加振中の慣性力の影響を考慮したケースと別に、地震後に液状化に起因する流動化が生じた場合に対する照査を行うことが考えられる (図-参 6.2.1 (b) 参照)。



(a) 慣性力の影響がある時点で液状化が生じた場合 (b) 液状化が継続し、それに伴う流動化が生じる場合

図-参 6.2.1 液状化が生じる地盤の橋台の設計状況

液状化に起因する地盤の流動力については、橋脚基礎を対象として、H24 道示V8.3 に規定されており、平成7年度兵庫県南部地震の際の臨海埋立地盤上の地盤流動により被災した杭基礎を有する橋脚に対して、当該橋脚に同程度の残留変位量を生じさせるための流動力を逆解析により算出して設定されている⁸⁾。H24 道示V8.3 で想定している橋脚に作用させる流動力のモデルを図-参 6.2.2 に示す。流動力は液状化層より浅部の非液状化層、液状化層についてそれぞれ、次式(参 6.2.1)、(参 6.2.2)により算定する。

$$q_{NL} = c_s c_{NL} K_P \gamma_{NL} x \quad \dots\dots\dots (参 6.2.1)$$

$$q_L = c_s c_L \{ \gamma_{NL} H_{NL} + \gamma_L (x - H_{NL}) \} \quad \dots\dots\dots (参 6.2.2)$$

ここに、

q_{NL} : 非液状化層中にある構造部材に作用する深さ x (m) の位置の単位面積当たりの流動力 (kN/m²)

q_L : 液状化層中にある構造部材に作用する深さ x (m) の位置の単位面積当たりの流動力 (kN/m²)

c_s : 水際線からの距離による補正係数

c_{NL} : 非液状化層中の流動力の補正係数

c_L : 液状化層中の流動力の補正係数 (0.3 とする)

K_P : 受働土圧係数 (常時)

γ_{NL} : 非液状化層の平均単位体積重量 (kN/m³)

γ_L : 液状化層の平均単位体積重量 (kN/m³)

H_{NL} : 非液状化層厚 (m)

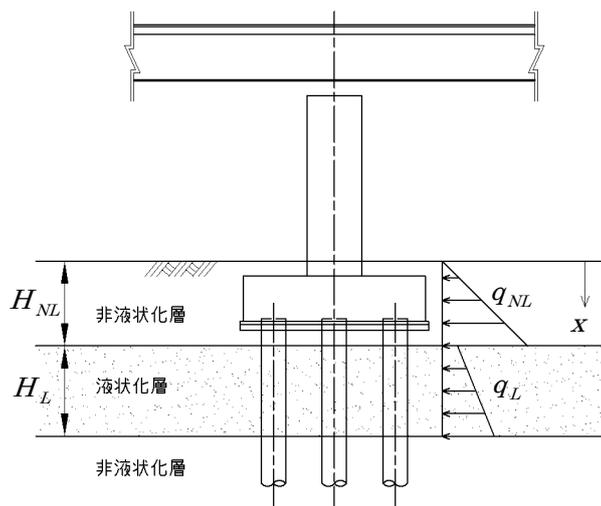


図-参 6.2.2 道示Vにおける橋脚の流動力モデル

橋台の場合は液状化地盤上の背面土を含めた非液状化層が拘束圧の小さい前面側に移動するという現象と考えられ、上述の橋脚で生じる地盤流動とは性状が異なる。このため、H24 道示V8.3 で規定されている流動力の算定式（6.2.1）、（6.2.2）を直接適用できない。文献9)では、平成12年鳥取県西部地震において周辺地盤の液状化により地盤流動が生じ被災した橋台を対象として、橋台天端の目地（遊間）の開き量の実測値に対する式（6.2.1）、（6.2.2）の適用性の検討が行われたが、現地盤の土質特性の影響により値が大きく変化するため、明確な結論を得るに至っていない。

一方、前述した模型実験結果から、流動力の値は液状化層の上層から下層に向かって小さくなり、流動力を初期有効応力で除して無次元化した値は0.3～1.5にばらつくという結果が得られている。これより、液状化に起因する流動が生じる場合の荷重モデルは、図-参6.2.1 (b)に示すように液状化層には、橋台壁前背面の有効上載圧の差分に液状化層中の流動力の補正係数 $K=1.0$ を乗じた力を、橋台背面を含めた非液状化層には、液状化層の流動によってそれ以浅の地盤に主働すべりが生じることを想定して、常時主働土圧を作用させることが考えられる。また、実験結果から流動力は液状化層の上層から下層に向かって減少することが明らかになっていること、さらに現地盤から10m以深において完全に液状化した事例が少ないことを考慮すると、深さ10m以深では液状化層とのそれ以深の非液状化層との境界位置に向かって流動力を直線的に減少させる方法が考えられる。なお、H24 道示V8.3に従い、液状化層の基礎周辺地盤の地盤抵抗は考慮せずに解析を行い、橋台壁では躯体幅を杭基礎では流動化に抵抗する面の両端に位置する杭の最外縁幅を乗じることにより単位深さ当りの流動力を算出する。

なお、ここでは、限られた被災事例や模型実験に基づいて橋に影響を与える流動化が生じる場合の流動力の検討を行ったものであり、あらゆる条件下で適用できるかについては十分な知見が得られていない。今後、地盤に液状化に伴う側方流動が生じる場合の橋台及び橋台基礎の損傷を制御できる設計法の開発が望まれる。

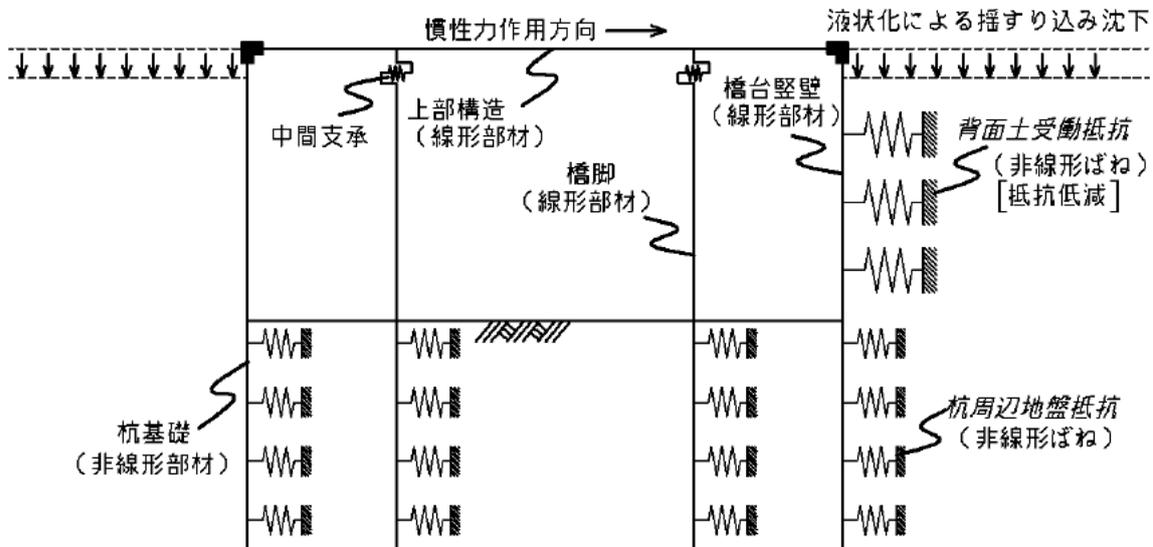
6.3 構造解析モデル

ここでは、6.1 および 6.2 の検討結果を踏まえて、地盤の液状化を考慮する場合と地盤の液状化に起因する流動化を考慮する場合の解析モデルの例を紹介する。

(1) 地盤の液状化を考慮する場合

図-参 6.3.1 に地盤の液状化を考慮する場合のモデル化の例を示す。

荷重および支持条件から一般に基礎に主たる塑性化が生じるものと想定されることから、H24 道示に規定する曲げモーメントー曲率関係 ($M-\phi$ 関係) を用いて非線形性を考慮したモデル化を行う。現地盤の液状化によって、橋台背面土のすべり崩壊や揺すり込みによる沈下の影響により、地震後に橋台背面土に段差が生じることが想定される。地震時慣性力作用中にはこの段差がどの程度発生しているかを定量的に把握するのは困難であることから、地震後に生じると想定される段差を考慮して背面土の受働抵抗を低減する。



※地盤抵抗については、水平方向についてのみ示す。

図-参 6.3.1 地盤の液状化を考慮する場合のレベル2地震時の抵抗モデルの例

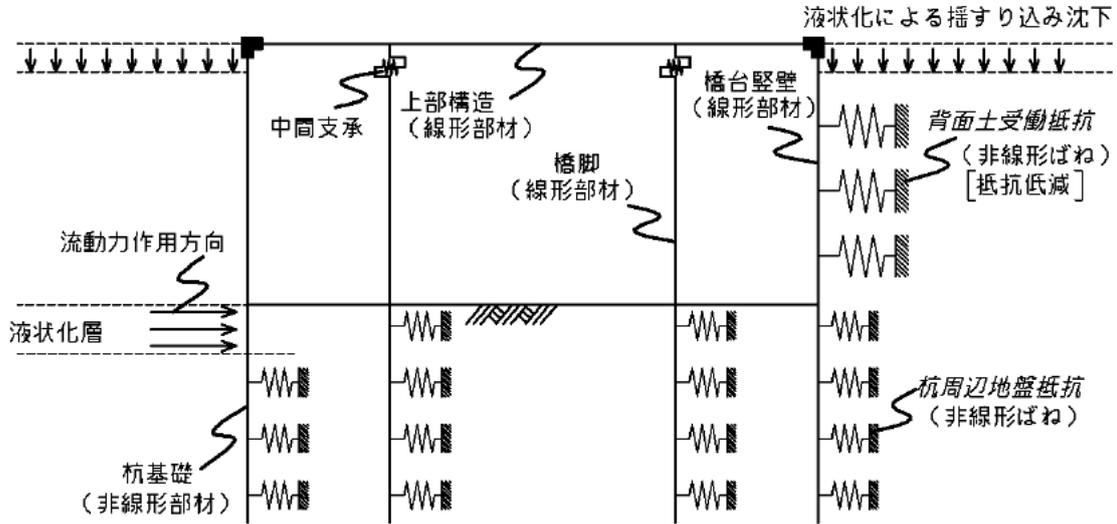
(2) 地盤の液状化に起因する流動化を考慮する場合

図-参 6.3.2, 図-参 6.3.3 に地盤の液状化に起因する流動化を考慮する場合のモデル化の例を示す。

このケースは、設計で想定する慣性力が生じた後で液状化の影響が継続し、液状化地盤上の背面土を含めた非液状化層が拘束圧の小さい橋台の前面側に流動する現象を想定している。

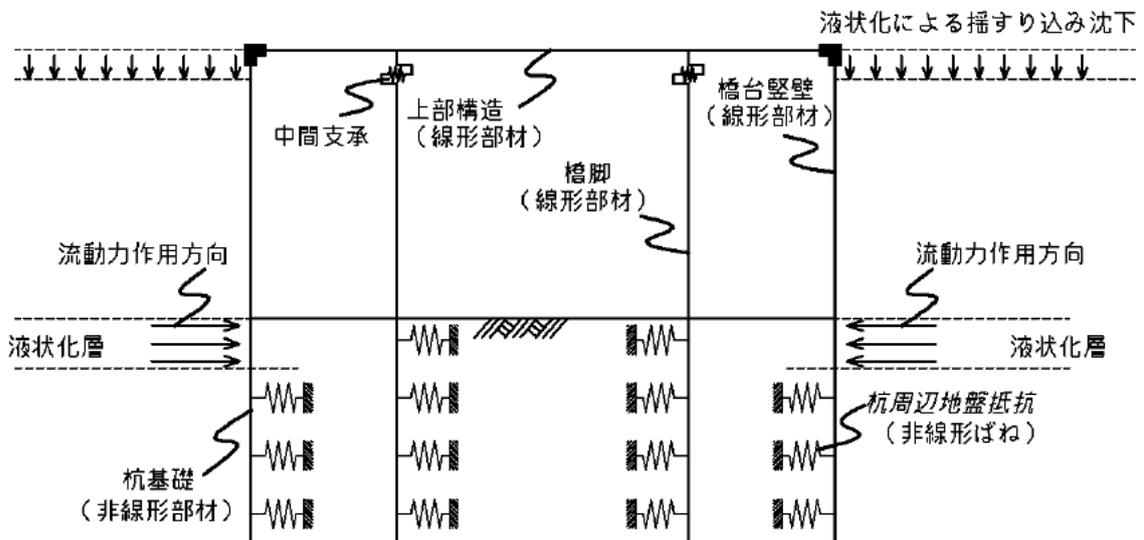
荷重および支持条件から一般に基礎に主たる塑性化が生じるものと想定されることから、H24 道示に規定する曲げモーメントー曲率関係 ($M-\phi$ 関係) を用いて非線形性を考慮したモデル化を行う。また、流動化が生じる橋台における液状化層の基礎周辺地盤の抵抗は考慮しない。さらに、地震後に生じると想定される段差を考慮して背面土の受働抵抗を低減する。始終点の橋台の片側のみで流動化が生じる場合と、両側で生

じる場合の2ケースが考えられ、それぞれの状態を考慮する。



※地盤抵抗については、水平方向についてのみ示す。

図-参 6.3.2 地盤の液状化に起因する流動化を考慮する場合のレベル2地震時の抵抗モデルの例 (その1)



※地盤抵抗については、水平方向についてのみ示す。

図-参 6.3.3 地盤の液状化に起因する流動化を考慮する場合のレベル2地震時の抵抗モデルの例 (その2)

参考文献

- 1) 国土技術政策総合研究所：平成 16 年(2004 年)新潟県中越地震土木施設災害調査報告，国土技術政策総合研究所報告 第 27 号，2006.1.
- 2) 国土技術政策総合研究所：平成 19 年（2007 年）新潟県中越沖地震被害調査報告，国土技術政策総合研究所資料 第 439 号，2008.2.
- 3) 松尾修：道路橋示方書における地盤の液状化判定法の現状と今後の課題，土木学会論文集 No.757/III-66, pp.1-20, 2004.3.
- 4) 豊田耕一，杉田秀樹，石原雅規：河川堤防の地震被害事例に基づく液状化地盤の剛性に関する検討，日本地震工学会・大会－2005 梗概集，pp.226-227, 2005.11.
- 5) 近藤益央，田村敬一，鈴木貴喜，谷本俊輔：橋台及び杭基礎に作用する地震時土圧に関する実験的研究，土木学会地震工学論文集，Vol.27, 2003.12.
- 6) 鈴木貴喜，田村敬一，近藤益央：液状化地盤上の橋台基礎に作用する側方流動力に着目した模型振動実験，第 38 回地盤工学研究発表会，pp.1913-1914, 2003.7.
- 7) 高橋章浩，杉田秀樹，谷本俊輔：液状化地盤上の橋台の 3 次元動的有限要素解析，土木技術資料 48-4, pp.22-27, 2006.
- 8) 田村敬一，濱田禎，東拓生：流動化に対する耐震設計法，基礎工，Vol.25, No.3, pp.40-46, 1997.3.
- 9) 佐々木哲也，松尾修，小林寛，渡辺哲二，前田達美：2000 年鳥取県西部地震において橋台基礎に作用した流動力に関する検討，土木学会第 56 回年次学術講演会概要集，III-A115, pp.230-231, 2001.10.

参考資料 7. 複数の径間を有するインテグラルアバット構造に対する レベル 2 地震時の設計における解析モデルの提案

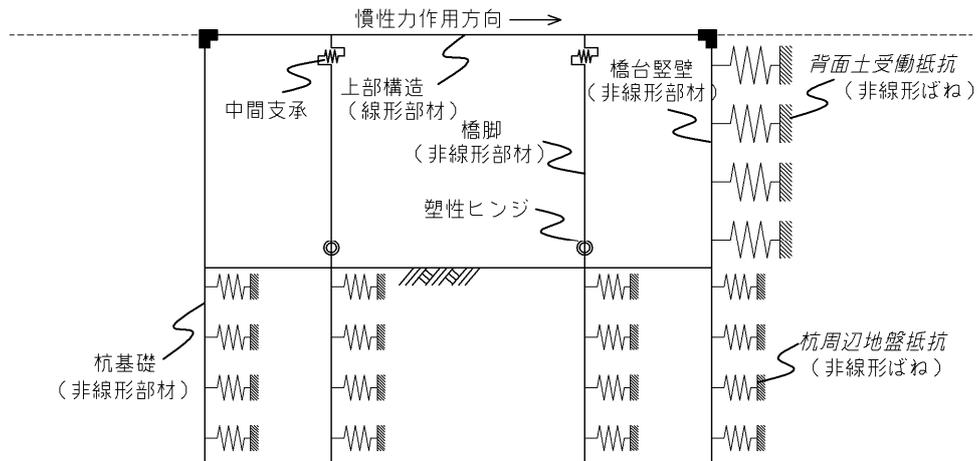
橋長が長く複数の径間を必要とする場合には、不静定力や変位が著しく大きくなることで舗装のひび割れなど維持管理上問題となるような損傷が生じた事例が多く確認されていることから、本ガイドラインで示すインテグラルアバット構造は、単径間の中小橋梁に適用することを前提として適用範囲を制限している。

今後、適用範囲を広げて幅広にインテグラルアバット構造を採用していくためには、前述した不具合に対する対応等多くの課題が残るが、ここでは、複数の径間を有するインテグラルアバット構造に対するレベル 2 地震時の設計に用いる解析モデルの例を紹介する。

7.1 解析モデル

レベル 2 地震時の設計を行う場合には、棒部材を用いた非線形解析（バイリニア型）とする方法がある。図 7.1.1 に多径間を想定したモデル化の例を示す。各部材の非線形性については、H24 道示で規定する曲げモーメント-曲率関係（ $M-\phi$ 関係）を用いる。なお、橋台壁の $M-\phi$ 関係については、地中に配置されるケーソン基礎に規定する $M-\phi$ 関係を適用する。なお、橋台壁に非線形性を考慮した設計を行う場合には、H24 道示 V 10.6 の構造細目を満足させるなど配慮する。

また、橋台背面の地盤抵抗要素は非線形ばね（バイリニア型モデル）としてモデル化する。橋台背面土の水平方向地盤抵抗をバイリニア型でモデル化する手法は、H24 道示 IV において、各基礎形式あるいは荷重レベルに対応したモデルが取り入れられており、本形式においても H24 道示 IV を基本として、柱状体基礎（ケーソン基礎、地中連続壁基礎）の基礎前面の地盤抵抗と同様に求める方法がある。この場合、水平方向地盤抵抗モデルは、地盤反力度-変位関係で記述するものとし、H24 道示 IV 9.5.2 に規定される水平方向地盤反力係数 k_H を初期勾配とし、H24 道示 I 2.2.6 に規定される受働土圧強度 p_p を上限値としたバイリニア型とする。ただし、柱状体基礎では受働抵抗の 3 次元的な広がり効果を考慮するための補正係数 α_p を考慮しているが、橋台背面の受働抵抗は、通常橋台幅より外側はウィング等で土留されることから、3 次元的な広がり効果は期待できない場合が多いため $\alpha_p = 1.0$ とするのがよいと思われる。



※地盤抵抗については、水平方向についてのみ示す。

図 7.1.1 レベル2地震時の抵抗モデル1の例（現地盤が不安定にならないと仮定する場合）

7.2 塑性化を考慮する部位

主たる塑性化を考慮する部材・部位としては、上部構造および橋台壁に塑性化が生じた後の挙動が不明であることや損傷に対する機能回復が容易な部材でないこと等から、図 7.2.1 に示すように橋脚躯体の基部としてモデル化することが考えられる。橋台堅壁基部は躯体の主鉄筋がフーチングに定着されている橋脚基部とは異なり、基礎杭との接合部となること、加えて堅壁主鉄筋の定着部となることから、塑性化を考慮する位置としては望ましくない。また、主たる塑性化を考慮する部位には、地震後の復旧が容易に行えることが求められており、橋台堅壁の隅角部直下については、堅壁前面側は点検、補修が容易に行えるが、堅壁背面側では橋台背面土の掘削が伴い、橋台背面に踏掛版がある場合には、その撤去も必要となるため、地震後の復旧の支障となることが想定される。このため、橋台堅壁の隅角部直下も塑性化を考慮する位置としては望ましくない。橋脚躯体以外の部位が塑性化するような場合は、図 7.2.1 に示すように橋台高を低くする等橋脚の基部に塑性ヒンジが生じるように工夫することを検討する。

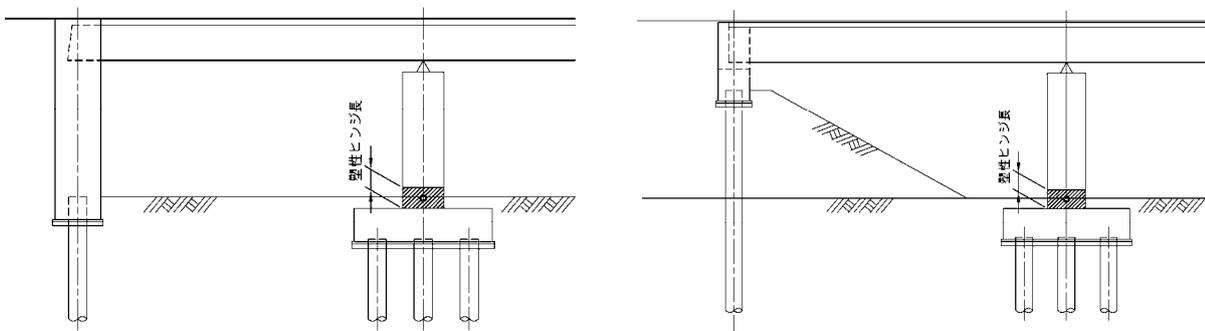


図 7.2.1 塑性ヒンジが生じる部位の例

参考資料 8. インテグラルアバット構造の耐震性能照査

H24 道示において橋台は、液状化が生じると判定される地盤上にある場合を除いてレベル 1 地震動に対して耐震性能 1 の照査を行えばレベル 2 地震動に対する照査は省略してよいとされている。これは、既往の橋台の被災事例よりレベル 1 地震動に対して耐震性能 1 の照査を行えば一般にレベル 2 地震動に対する耐震性能 2 又は耐震性能 3 を有することが明らかになっていることによる。

インテグラルアバット構造は、上部構造と下部構造を一体化したラーメン構造であり、従来の橋台とは構造が異なる。このため、地震時の挙動は従来構造に比べるとより背面の地盤に支配されると考えられるため、地震時の応答としては有利になると推察される。一方で、橋台壁に直接単列の杭基礎を接合した構造であることから、下部構造としての部材厚がうすく各部材の安全性に対しては不利になる可能性がある。

そこで、既往の地震時の被災事例¹⁾²⁾と FEM 解析³⁾により得られたレベル 2 地震時の挙動と応答値を分析して従来構造との関係を整理し、レベル 2 地震動に対する照査の必要性について確認する。

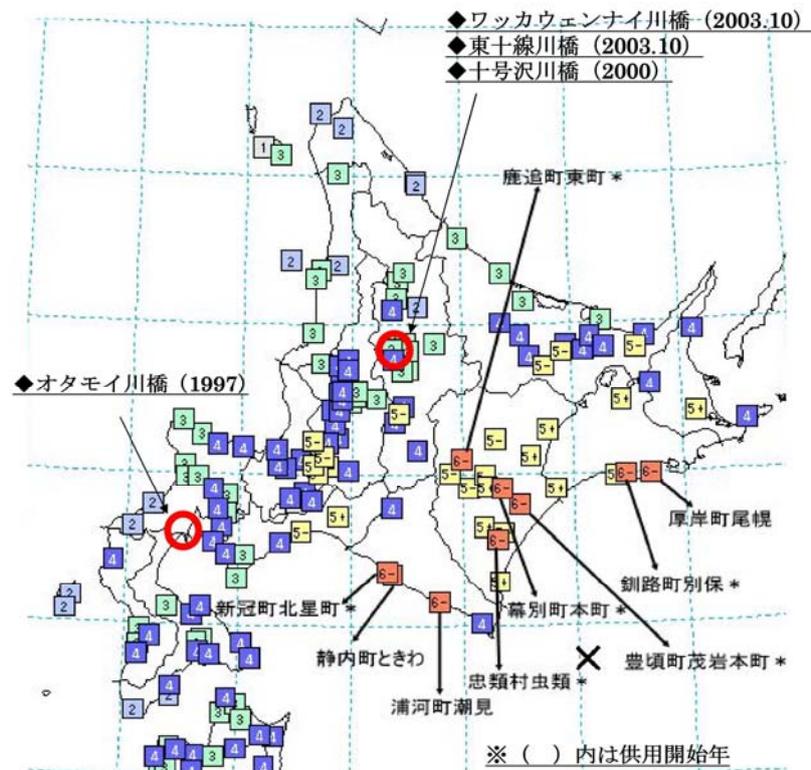
8.1 既往のレベル 2 地震時における橋台の被災事例の分析

表-参 8.1.1 に、従来構造と門型ラーメン構造及びインテグラルアバット構造の各構造の既往のレベル 2 地震時における被災状況を整理した。常時及びレベル 1 地震動に対して設計された従来構造や門型ラーメン構造は、液状化が生じない地盤での被災事例は確認されていない。

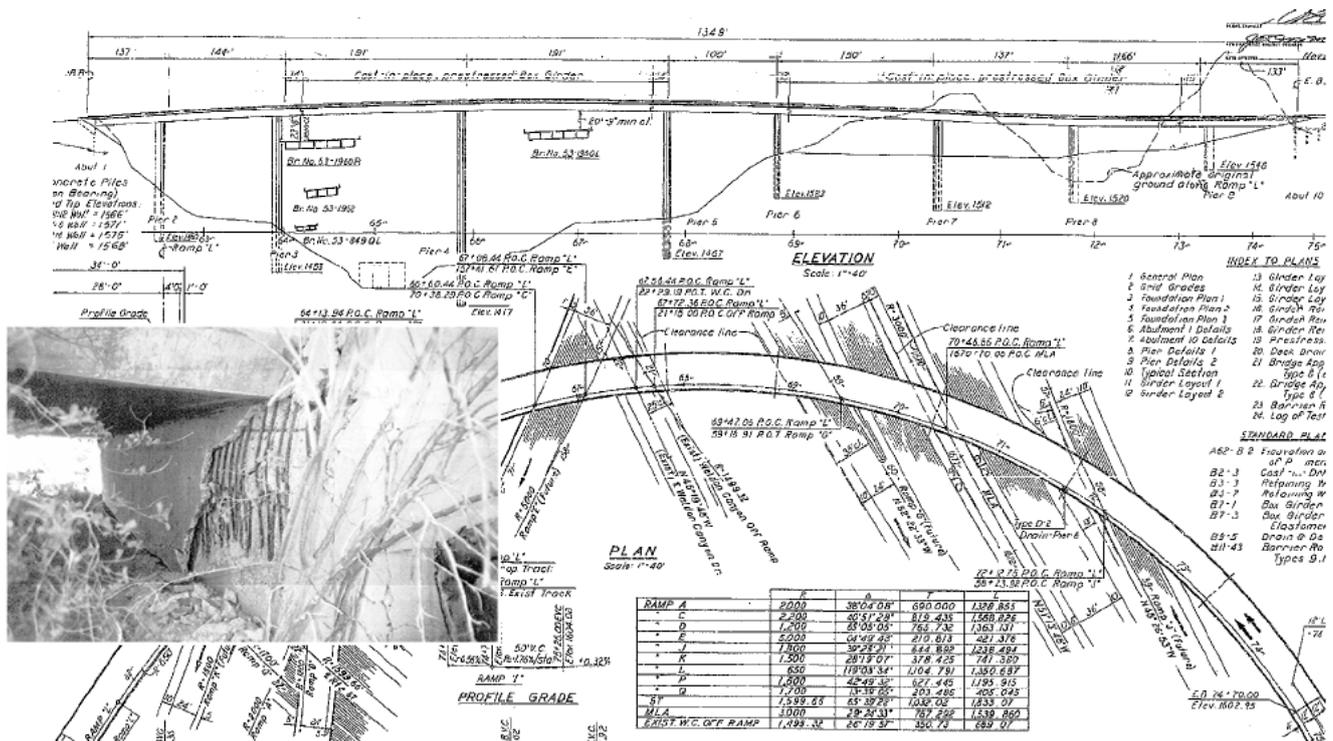
インテグラルアバット構造は、2003 年十勝沖地震(マグニチュード 8.0, 最大震度 6 弱)において、架橋位置での震度は 4 程度であるが、地震により損傷が生じたことは記録されていない。国内でのインテグラルアバット構造の適用事例はごく僅かであるものの、米国では州間的高速道路を跨ぐ中小橋梁で多く採用されており、1994 年ノースリッジ地震(マグニチュード 6.7)の際には、落橋させなかったとしてインテグラルアバット構造の有効性が確認されている⁴⁾。一方で、図-参 8.1.2 に示すような今回提案したインテグラルアバット構造の適用範囲(橋長 40m 程度, 橋台高 10m 程度の単径間の中小橋梁, 非液状化地盤)を大きく越えるような橋梁では、橋台壁に損傷が生じたことが確認されている⁴⁾。

表一参 8.1.1 各構造の被災事例

| 従来構造 | 門型ラーメン構造 | インテグラルアバット構造 |
|--|---|--|
| <ul style="list-style-type: none"> • 損傷事例のうち 62 橋の分析結果から、液状化が生じていない場合は大きな損傷は確認されていない。 • 被災を受けた橋台が立地する地盤は液状化が生じた可能性が高いことが確認されている。 <p>※新潟地震（1964）、十勝沖地震（1968）、日本海中部地震（1983）、釧路沖地震（1993）、兵庫県南部地震（1995）、鳥取西部地震（2000年）の分析結果¹⁾²⁾より。</p> | <ul style="list-style-type: none"> • 常時及びレベル 1 地震動に対して設計された橋梁は、レベル 2 地震に相当する大きな地震動を受けた場合にも、橋梁本体には殆ど損傷が生じていないことを確認。 <p>※2011年東北地方太平洋沖地震の分析結果より。</p> | <ul style="list-style-type: none"> • 2003年十勝沖地震（マグニチュード 8.0、最大震度 6 弱）において、地震により損傷が生じたことは記録されていない。（架橋位置で震度 4 程度、図一参 8.1.1 参照） • 1994年ノースリッジ地震（マグニチュード 6.7）の際には、落橋させなかったとして有効性が確認されている⁴⁾。（米国では、非液状化地盤上の中小橋梁で採用事例が多数あり） • 一方で、ガイドラインで規定している適用条件を大きく超える橋梁で被災事例を確認。（図一参 8.1.2 参照） |



図一参 8.1.1 2003年十勝沖地震における震度分布とインテグラルアバット構造の架橋位置の関係



図一参 8.1.2 ノースリッジ地震で被害を受けたインテグラルアバット構造

8.2 FEM 解析によるインテグラルアバット構造のレベル 2 地震時の挙動の分析

平成 19 年度の共同研究報告³⁾では、インテグラルアバット構造の大規模地震における応答特性を確認することを目的として、背面土を平面ひずみ要素としてモデル化した時刻歴応答解析を実施している。この解析結果を用いて、従来構造に対して個別の検討が必要となるような挙動や応答値を示しているかという観点で分析する。

(1) 解析概要

解析モデルや解析条件等の詳細は平成 19 年度の共同研究報告³⁾に示されているが、概要を図一参 8.2.1、図一参 8.2.2 及び表一参 8.2.1 に示す。図に示すように、常時・レベル 1 地震時相当の荷重にて設計した単径間及び多径間のインテグラルアバット構造である。この解析モデルに対して、橋台背面土を考慮した場合と考慮しない場合で時刻歴応答解析を実施している。

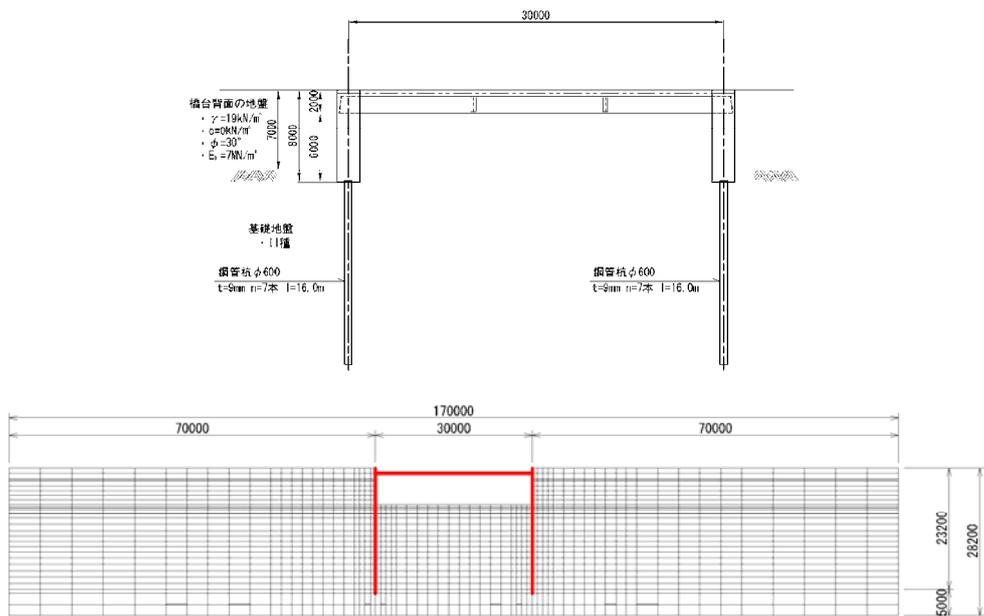


図-参 8.2.1 解析モデルの概要(単径間)³⁾

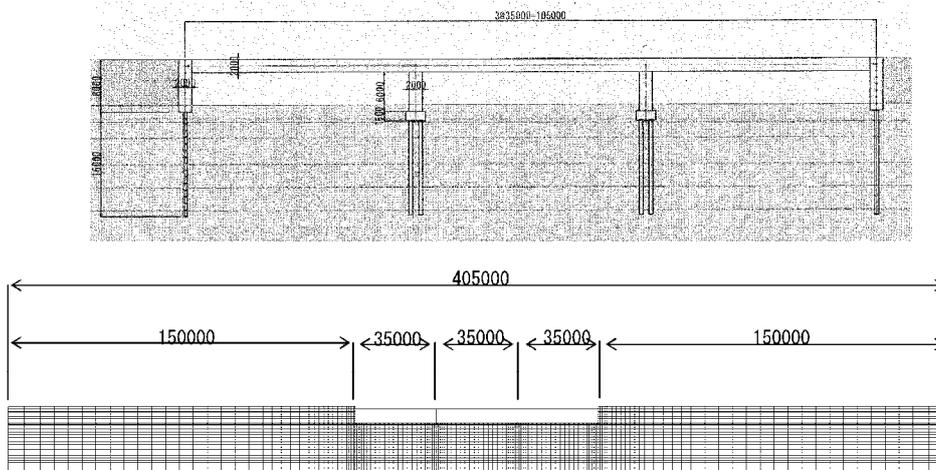


図-参 8.2.2 解析モデルの概要(多径間)³⁾

表-参 8.2.1 解析条件³⁾

| | 橋 長 | 上部形式 | 橋台高 | 橋台諸元 | 杭諸元 | 橋脚諸元 | 基礎地盤 |
|-------------|---------------|------|-----|--------------------|----------------|-------|------|
| 単径間 モデル | 30m | 鋼鈹桁 | 8m | 橋軸幅 2m 奥行 11.2m | 鋼管杭 φ 600×7 | — | Ⅱ種地盤 |
| 連続径間 モデル | 3@35 =105m | 鋼鈹桁 | 8m | 橋軸幅 2m 奥行 11.2m | 鋼管杭 φ 600×7 | 2×10m | Ⅱ種地盤 |

(2) 解析結果の分析

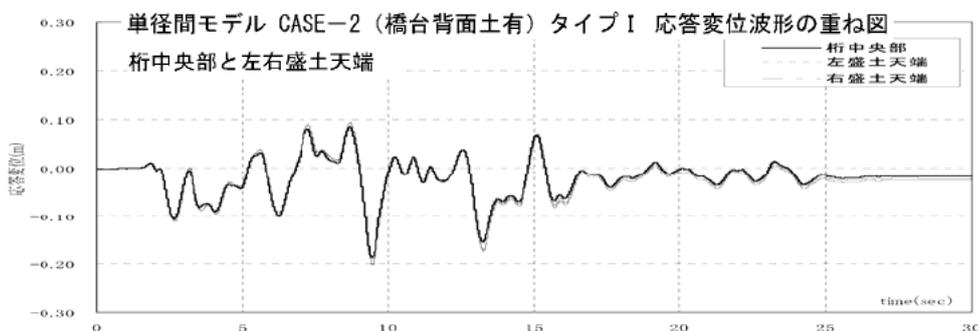
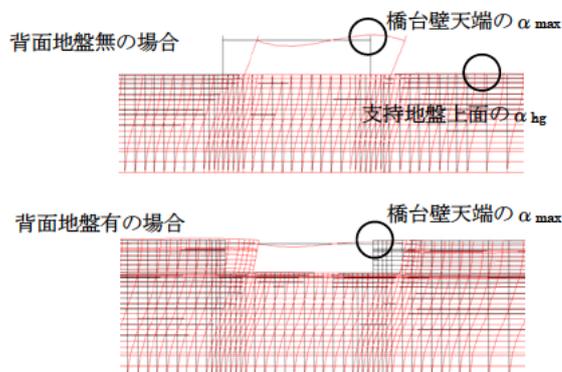
地震時の「橋梁本体と背面地盤の挙動の関係」、「橋台の挙動」及び「地震時の応答値」に着目して分析した。表一参 8.2.2、表一参 8.2.3 及び表一参 8.2.4 に結果を示す。今回提案するインテグラルアバット構造の適用範囲内であれば従来構造の地震時挙動と同様の傾向を示し、応答値としても問題が生じるほど大きくなると考えられる。

表一参 8.2.2 解析結果の分析(地震時の橋梁本体と背面地盤の挙動の関係)

| 従来構造 | インテグラルアバット構造 |
|---|--|
| <ul style="list-style-type: none"> 橋台自体が地震動に対して応答するよりも、フーチング上載土やその背後の盛土応答に挙動が支配される。 特に、フーチング後趾が長ければ背面地盤と橋台の一体性がより高くなり、背面盛土からの作用に対して橋台躯体が別個に応答して応答加速度が増幅しない。 | <ul style="list-style-type: none"> 橋台壁天端で応答加速度の増幅は見られない(表一A 参照)。一方で、橋長が長くなり多径間で採用するような場合には、条件によって橋台の振動は橋梁本体の挙動が支配的になってくる可能性もある。 桁及び橋台壁と背面盛土の応答水平変位を比べると、各応答変位の位相差は殆どなく盛土天端変位が最大となるところで桁及び橋台壁の応答変位も最大となる(図一B 参照)。 従来構造と同様に橋台背面の挙動に支配される。 |

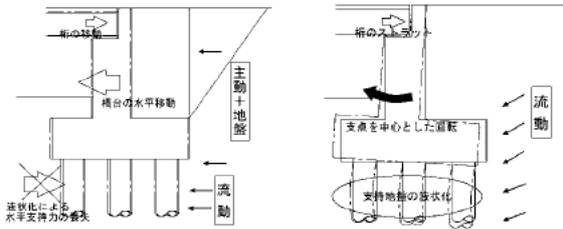
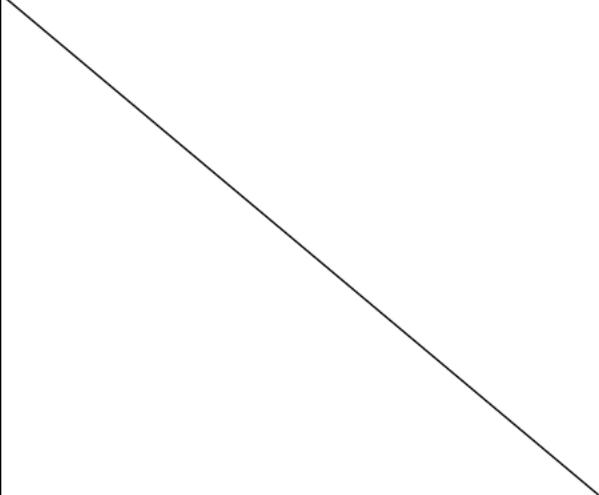
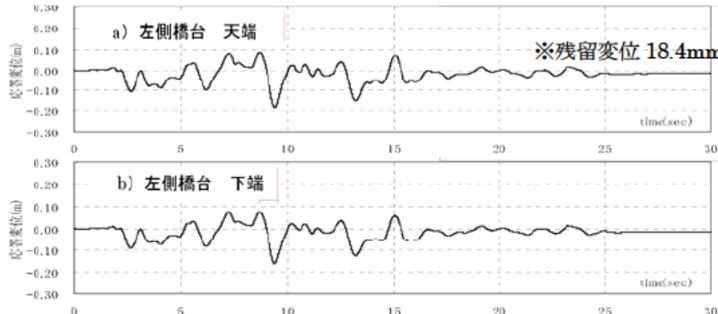
表一A 橋台壁天端の最大応答加速度 α_{max} と支持地盤上面の最大応答加速度 α_{hg} の比率³⁾

| | | タイプ I | タイプ II |
|--|------|-------|--------|
| 背面地盤無の場合 (α_{max}/α_{hg}) | 単径間 | 1.29 | 1.26 |
| | 3 径間 | 1.63 | 1.82 |
| 背面地盤有の場合 (α_{max}/α_{hg}) | 単径間 | 1.09 | 0.85 |
| | 3 径間 | 1.24 | 1.06 |

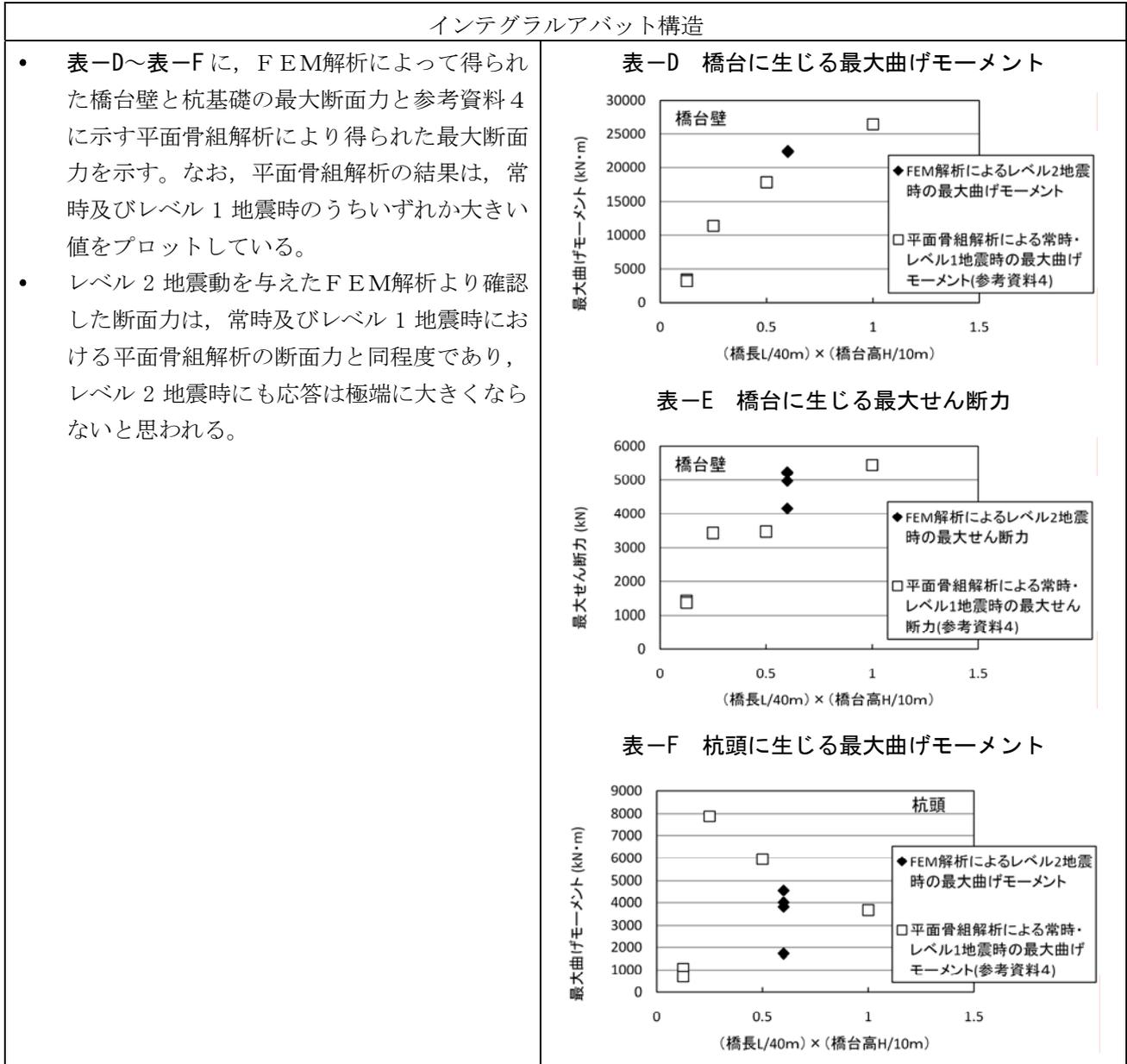


図一B 桁中央と盛土天端の応答水平変位³⁾

表一参 8.2.3 解析結果の分析(地震時の橋台の挙動)

| 従来構造 | インテグラルアバット構造 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|---|--|---|--------|------|------|------------|--------|--------|--------|------------|--------|--------|--------|---------|--------|--------|--------|-------|-------|-------|-------|
| <p>(液状化地盤)</p> <ul style="list-style-type: none"> 既往の被災事例より、液状化地盤に設置された従来構造は、前面へ移動することに対して桁がストラットの役割を果たし、橋台底面がすくわれるように移動することで壁前面側に大きな引張りが生じ壁前面にひび割れが生じることが確認されている³⁾。  |  | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| <p>(非液状化地盤)</p> <ul style="list-style-type: none"> 振動台実験では、橋台背面盛土により押し出されることで、塑性化するような基礎をもつ橋台の地震時変位は前面に累積されることが確認されている⁵⁾⁶⁾。 | | <p>(非液状化地盤)</p> <ul style="list-style-type: none"> 橋梁と背面及び支持地盤が一体となって挙動することから橋台壁天端と下端の相対変位は僅かであり、杭基礎が押し出されるような変形をしない(図-C参照)。 橋台背面地盤の受動抵抗を期待できることから残留変位も僅かである(図-C参照)。 非液状化地盤であれば、従来構造の被災事例のような橋台の変形は確認されない。 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| <div style="display: flex; justify-content: space-between;"> <div style="width: 45%;">  </div> <div style="width: 45%;"> <p>左側橋台の水平変位波形(タイプI CASE-2)</p> <table border="1" data-bbox="941 1377 1404 1568"> <thead> <tr> <th></th> <th>天端位置</th> <th>下端位置</th> <th>相対変位</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>左橋台天端変位(m)</td> <td>-0.187</td> <td>-0.186</td> <td>-0.181</td> </tr> <tr> <td>左橋台下端変位(m)</td> <td>-0.163</td> <td>-0.164</td> <td>-0.153</td> </tr> <tr> <td>相対変位(m)</td> <td>-0.024</td> <td>-0.022</td> <td>-0.028</td> </tr> <tr> <td>時刻(s)</td> <td>9.446</td> <td>9.422</td> <td>9.500</td> </tr> </tbody> </table> </div> </div> <p style="text-align: center;">図-C 橋台天端と下端の相対変位³⁾</p> | | | 天端位置 | 下端位置 | 相対変位 | 左橋台天端変位(m) | -0.187 | -0.186 | -0.181 | 左橋台下端変位(m) | -0.163 | -0.164 | -0.153 | 相対変位(m) | -0.024 | -0.022 | -0.028 | 時刻(s) | 9.446 | 9.422 | 9.500 |
| | 天端位置 | 下端位置 | 相対変位 | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 左橋台天端変位(m) | -0.187 | -0.186 | -0.181 | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 左橋台下端変位(m) | -0.163 | -0.164 | -0.153 | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 相対変位(m) | -0.024 | -0.022 | -0.028 | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 時刻(s) | 9.446 | 9.422 | 9.500 | | | | | | | | | | | | | | | | | | |

表一参 8.2.3 解析結果の分析(地震時の橋台の挙動)



なお、参考資料4に示した平面骨組解析では、適用範囲の上下限(橋長 $L=10\text{m}$ と 40m 、橋台高 $H=5\text{m}$ と 10m)において応答値の算定を行っており、この結果から、インテグラルアバット構造の適用範囲内であれば橋長や橋台高に関わらず、橋台背面の地盤抵抗が発揮されることで地震時の橋台天端及び杭頭の水平変位に大きな違いはなかった(図一参 4.2.5)。したがって、本検討に用いた単径間の解析は、インテグラルアバット構造の適用範囲において平均的な橋梁・構造諸元に基づいた1ケースのみであるが、インテグラルアバット構造の適用範囲内であれば諸元を変更して解析をしても同様の挙動を示すものと推察される。

8.3 まとめ

既往の被災事例及び FEM 解析によるレベル 2 地震時の挙動の分析より、インテグラルアバット構造の適用範囲内では、従来構造と同様にレベル 1 地震動に対して耐震性能 1 の照査を行えばレベル 2 地震動に対する照査は省略してよいとする。ただし、今後幅広に適用範囲を広げていく上では従来構造と同等の扱いができなくなる場合も考えられるためレベル 2 地震時の設計について検討する必要がある。

参考文献

- 1) 独立行政法人土木研究所：道路橋橋台およびその基礎の地震被災事例，土木研究所資料 第 4014 号，2006.5.
- 2) 白戸真大，福井次郎：橋台の地震時保有水平耐力法における課題，第 6 回地震時保有水平耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，2003.1.
- 3) 独立行政法人土木研究所，鋼管杭協会，社団法人プレストレスト・コンクリート建設業協会，社団法人日本橋梁建設協会，社団法人建設コンサルタンツ協会：橋台部ジョイントレス構造の設計法に関する共同研究報告書（その 2），第 388 号，2008.12.
- 4) 独立行政法人土木研究所，鋼管杭協会，社団法人プレストレスト・コンクリート建設業協会，社団法人日本橋梁建設協会，社団法人建設コンサルタンツ協会：橋台部ジョイントレス構造の設計法に関する共同研究報告書（その 1），第 369 号，2007.4.
- 5) 白戸真大，木村嘉富，福井次郎，三木建男，秋田直樹：橋台の地震時挙動に関する小型模型実験，第 2 回地震時保有水平耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，1998.12.
- 6) Fishman, K. L. and Richards, R. Jr.: Seismic action and design of bridge abutments considering sliding and rotation, Technical Report NCEER-97-0009, State University of New York at Buffalo, 1997.

インテグラルアバット構造の設計・施工ガイドライン（案）

独立行政法人 土木研究所
社団法人 鋼管杭・鋼矢板技術協会
社団法人 プレストレスト・コンクリート建設業協会
社団法人 日本橋梁建設協会
社団法人 建設コンサルタンツ協会

目 次

まえがき

執筆者

用語の定義

| | |
|--------------------------|----|
| 第 1 編 総則..... | 1 |
| 第 1 章 基本構造と適用範囲..... | 1 |
| 1.1 基本構造..... | 1 |
| 1.2 適用範囲..... | 3 |
| 第 2 章 主な構造上の特徴と留意事項..... | 9 |
| 第 2 編 設計..... | 12 |
| 第 1 章 設計に関する一般事項..... | 12 |
| 1.1 設計一般..... | 12 |
| 1.2 設計状況の設定..... | 12 |
| 1.3 照査の基本..... | 15 |
| 第 2 章 構造解析..... | 18 |
| 2.1 構造解析の基本..... | 18 |
| 2.2 解析モデル..... | 18 |
| 第 3 章 部材の設計..... | 21 |
| 3.1 上部構造及び上・下部構造接合部..... | 21 |
| 3.1.1 設計の基本..... | 21 |
| 3.1.2 上・下部構造接合部の設計..... | 22 |
| 3.1.3 構造細目..... | 23 |
| 3.2 下部構造..... | 28 |
| 3.2.1 設計の基本..... | 28 |
| 3.2.2 橋台壁の設計..... | 28 |
| 3.2.3 橋台壁・基礎接合部の設計..... | 29 |
| 3.2.4 構造細目..... | 30 |
| 第 4 章 橋台背面アプローチ部..... | 33 |

| | |
|-------------------|----|
| 第3編 施工 | 39 |
| 第1章 施工に関する一般事項 | 39 |
| 1.1 施工一般 | 39 |
| 1.2 施工上の主な留意事項 | 39 |
| 第2章 上部構造の施工 | 41 |
| 第3章 下部構造の施工 | 43 |
| 第4章 上・下部構造接合部の施工 | 44 |
| 第5章 橋台背面アプローチ部の施工 | 46 |

まえがき

道路橋では、公共事業の縮小に伴い初期建設コストの低減だけでなく、橋の設計供用期間に発生する維持管理コストの低減が謳われて久しい。国土交通省では、平成 15, 16 年度に取得された国土交通省の 8 地方整備局が直轄管理する道路の定期点検結果を用いて、損傷のデータ数が多く、かつ損傷頻度の高い部位を統計的に分析し、道路橋の劣化傾向を報告している¹⁾。これによると、鋼桁の腐食、RC 床版のひび割れ等については、橋台付近の桁端部における発生頻度が高い傾向にあり、支承の腐食についても、端支点でのみ発生していることが報告されている。この原因としては、伸縮装置の存在による衝撃的荷重の載荷による損傷や、漏水に起因する橋座部の滞水による腐食等が想定される。また、橋台付近の桁端部は、上部構造と橋台橋座、パラペットに囲まれた狭隘な場所にあるため、保守点検・維持修繕作業が非常に困難となることが多い。すなわち、橋梁の損傷は、橋台部の支承や伸縮装置、それら近傍の部材において多く発生しており、これらが維持管理上の課題となっている。このような背景から、橋台部での支承と伸縮装置の省略、すなわち橋台部のジョイントレス化は建設及び維持管理コストの低減と維持管理の軽減に対しても有効であると考えられる。このように、近年の厳しい財政事情や道路橋の損傷実態を背景とし、平成 24 年道路橋示方書・同解説²⁾(以下、H24 道示)では、橋台部ジョイントレス構造の設計について新たに規定されたところである。

また、(独)土木研究所では平成 18 年度より「コスト縮減に資する道路橋下部構造の合理化に関する研究」が 3 年間の予定で開始され、その中の研究課題の一つとして橋台部ジョイントレス構造の設計が掲げられた。本研究課題への取り組みに当たっては、(独)土木研究所と橋台部ジョイントレス構造の設計・施工に関する民間企業からなる 4 公益法人との間で土研提案型共同研究「橋台部ジョイントレス構造の設計法に関する研究」を締結し、研究を推進してきた。本書はその共同研究の成果として、橋台部ジョイントレス構造を採用した一橋梁形式であるインテグラルアバット橋の設計・施工にかかる基本的な事項をガイドラインの形式で取りまとめたものである。

なお、インテグラルアバット構造を含む橋台部ジョイントレス構造の設計・施工は、H24 道示に基づき行うこととなるが、本ガイドラインはそれを補完するものである。また、本ガイドラインで示す内容の一部は、これまでに得られた知見を参考に示しており、今後の普及に伴う条件等の変更に応じて見直しが必要となる可能性があることに注意する必要がある。

参考文献

- 1) 国土交通省国土技術政策総合研究所：道路橋の健全度に関する基礎的調査に関する研究，国土技術政策総合研究所資料 第 381 号，2007.4.
- 2) 社団法人日本道路協会：道路橋示方書，2012

執 筆 者

| | | |
|--------------------------------------|---------------------------|--------|
| (独) 土木研究所 構造物メンテナンス研究センター 橋梁構造研究グループ | 上席研究員 | 中谷 昌一 |
| (独) 土木研究所 構造物メンテナンス研究センター 橋梁構造研究グループ | 総括主任研究員 | 七澤 利明 |
| (独) 土木研究所 構造物メンテナンス研究センター 橋梁構造研究グループ | 主任研究員 | 白戸 真大 |
| (独) 土木研究所 構造物メンテナンス研究センター 橋梁構造研究グループ | 研 究 員 | 宮田 弘和 |
| (独) 土木研究所 構造物メンテナンス研究センター 橋梁構造研究グループ | 研 究 員 | 河野 哲也 |
| (独) 土木研究所 構造物メンテナンス研究センター 橋梁構造研究グループ | 交流研究員 | 小林 篤司 |
| (独) 土木研究所 構造物メンテナンス研究センター 橋梁構造研究グループ | 交流研究員 | 横幕 清 |
| (独) 土木研究所 構造物メンテナンス研究センター 橋梁構造研究グループ | 交流研究員 | 木村 真也 |
| 鋼管杭・鋼矢板技術協会 | 技術委員 | 平田 尚 |
| 鋼管杭・鋼矢板技術協会 | 技術委員 | 昇 健次 |
| 鋼管杭・鋼矢板技術協会 | 技術委員 | 大久保 浩弥 |
| 鋼管杭・鋼矢板技術協会 | 技術委員 | 西山 輝樹 |
| 鋼管杭・鋼矢板技術協会 | 技術委員 | 鈴木 崇 |
| 鋼管杭・鋼矢板技術協会 | 技術委員 | 槇野 健 |
| 鋼管杭・鋼矢板技術協会 | 技術委員 | 市川 和臣 |
| 鋼管杭・鋼矢板技術協会 | 技術委員 | 日下 裕貴 |
| (社) プレストレスト・コンクリート建設業協会 | 技術部会 | 大澤 浩二 |
| (社) プレストレスト・コンクリート建設業協会 | 技術部会 | 西垣 義彦 |
| (社) プレストレスト・コンクリート建設業協会 | 技術部会 | 中橋 一壽 |
| (社) プレストレスト・コンクリート建設業協会 | 技術部会 | 中村 定明 |
| (社) プレストレスト・コンクリート建設業協会 | 技術部会 | 平 喜彦 |
| (社) 日本橋梁建設協会 | 技術委員会 設計小委員長 | 尾下 里治 |
| (社) 日本橋梁建設協会 | 技術委員会 設計小委員会 構造技術部会員 | 酒井 克巳 |
| (社) 日本橋梁建設協会 | 技術委員会 設計小委員会 構造技術部会員 | 近藤 俊行 |
| (社) 日本橋梁建設協会 | 技術委員会 設計小委員会 構造技術部会員 | 大柳 英之 |
| (社) 日本橋梁建設協会 | 技術委員会 設計小委員会 構造技術部会員 | 宮森 雅之 |
| (社) 日本橋梁建設協会 | 技術委員会 設計小委員会 構造技術部会員 | 井上 寛 |
| (社) 建設コンサルタンツ協会 | 本部 技術部会 技術委員会 道路構造物専門委員会員 | 野本 克己 |
| (社) 建設コンサルタンツ協会 | 本部 技術部会 技術委員会 道路構造物専門委員会員 | 針谷 清久 |

用語の定義

本文に用いる主な用語について、その定義と解説を以下に示す。

- (1) 橋台部ジョイントレス構造 ……上部構造と下部構造を直接剛結合し、両者の接続部において伸縮装置および支承を設けない構造。
- (2) インテグラルアバット構造 ……温度変化等に伴い上部構造に生じる変形に対して、橋台基礎の変形により追随する構造。
- (3) 門型ラーメン構造 ……温度変化等に伴い上部構造に生じる変形に対して、橋台躯体及び基礎の剛性により上部構造に生じる変形を拘束する構造。
- (4) 橋台背面アプローチ部 ……橋台と背面側の盛土等との間に位置する構造部分。
- (5) 上・下部構造接合部 ……上部構造からの荷重を橋台壁に伝える構造部分。
- (6) 橋台壁・基礎接合部 ……橋台壁からの荷重を基礎に伝える構造部分。

第1編 総則

第1章 基本構造と適用範囲

1.1 基本構造

インテグラルアバット構造は、図 1.1.1 に示す通り、橋台壁・基礎からなる下部構造と上部構造及び上・下部構造接合部によって構成される。ここで、基礎形式は単列の杭基礎とする。橋台背面には、橋台背面アプローチ部を設置する。

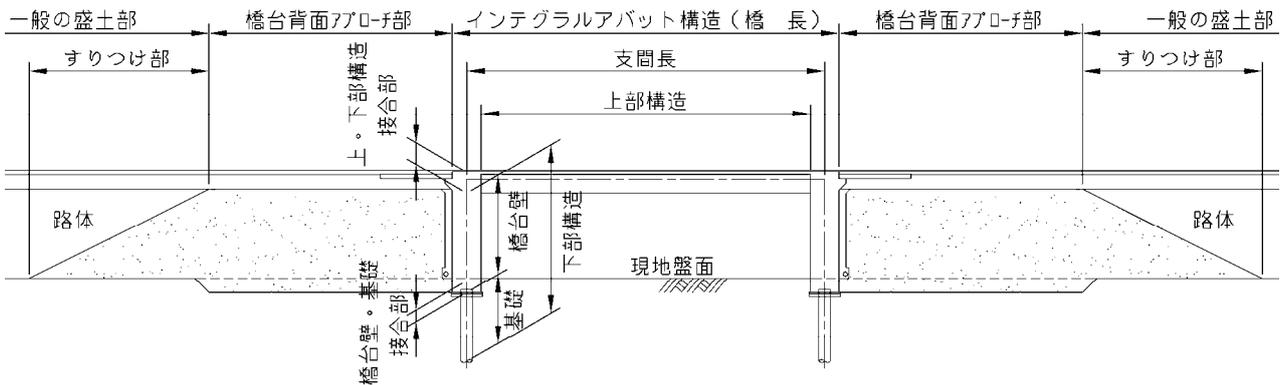


図 1.1.1 インテグラルアバット構造の基本構造

インテグラルアバット構造は、上部構造と背面から土圧を受ける下部構造を剛結し、主に温度変化に伴う上部構造の水平移動に対して橋台基礎が柔軟に変形できるように単列の杭基礎とした構造である。橋台部における水平方向の支持機構は、単列の杭基礎を支持する地盤抵抗だけでなく、橋台背面の地盤抵抗を考慮することが合理的となることから、橋台背面の地盤抵抗が設計供用期間中に確実に機能するように、橋台背面アプローチ部における使用材料の選定、施工品質の確保、排水装置などの構造細目等を定める必要がある。

インテグラルアバット構造は、橋台部において支承が担っていた変位追従機能を柔軟な基礎構造に委ねる。支承及び伸縮装置の機能や付随事項を整理すると次の通りである。

a) 支承の機能（道路橋支承便覧 2.2 より）

a-1) 荷重伝達機能（鉛直力・水平力支持機能）

a-2) 変位追従機能（水平移動機能・回転機能）

a-3) 振動に対する付加的な機能（減衰機能・アイソレート機能・振動制御機能）

b) 伸縮装置の設計において要求される事項（H24 道示 I 共通編 4.2 より）

b-1) 路面の平坦性

b-2) 車両の通行に対する耐久性

b-3) 雨水等の浸入に対する水密性

b-4) 車両の通行による騒音・振動が極力発生しない

b-5) 施工・維持管理及び補修の容易さ

上記について、伸縮装置を省略し、上部構造と橋台を剛結合とした橋台部ジョイントレス構造では、上記 a) b)について a-3) [振動に対する付加的な機能]を除いた全ての機能が確保されることが期待される。なお、a-2) [変位追従機能]については、次の2つの何れかにより確保される。

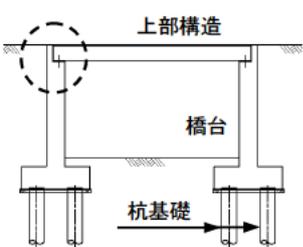
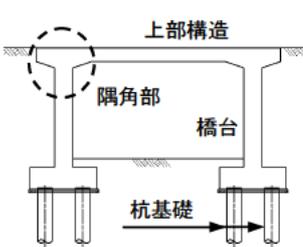
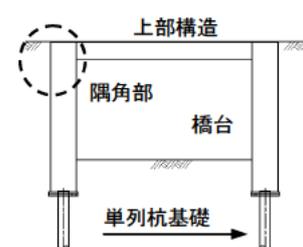
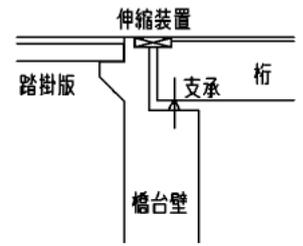
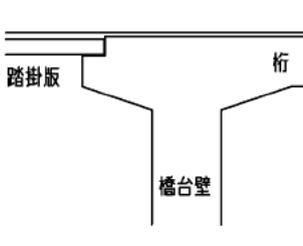
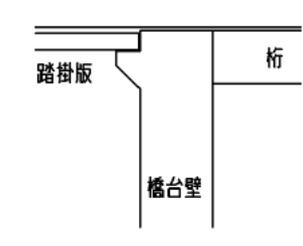
(ア) 橋台壁及び基礎の剛性により、上部構造に生じる変形を拘束

(イ) 橋台基礎の変形により、上部構造に生じる変形に追従

主に(ア)により変位追従機能を確保する橋台部ジョイントレス構造の形式が門型ラーメン構造、主に(イ)により同機能を確保するのがインテグラルアバット構造である。

また、b)については、橋台背面アプローチ部の盛土材料の選定や排水対策、踏掛版の設置等で配慮されることとなる。

表 1.1.1 従来構造と橋台部ジョイントレス構造の比較

| 構造形式 | 従来構造 | 橋台部ジョイントレス構造 | |
|----------------|---|--|---|
| | | 門型ラーメン構造 | インテグラルアバット構造 |
| 概略図 |  |  |  |
| 接続部概略図 |  |  |  |
| 支承条件 | 有（可動/固定/弾性等） | 無（剛結） | 無（剛結） |
| 伸縮装置 | 有 | 無 | 無 |
| 温度変化による桁伸縮への対応 | 遊間を確保し、支承の変位やせん断変形により対応 | 橋台壁及び基礎の剛性により対応 | 橋台杭基礎の変位により追従 |

1.2 適用範囲

インテグラルアバット構造は、構造条件及び地盤条件による影響を適切に考慮して適用性の検討を行う。

インテグラルアバット構造は不静定構造物となることから、内的及び外的な作用による不静定力が著しい場合においては適用が困難となる。したがって、次に示す影響を適切に考慮して適用性の検討を行う。

1) 標準的な橋長

インテグラルアバット構造は、上部構造と下部構造が一体化され、桁の伸縮は橋台壁の前後移動により吸収される構造形式である。このため、本ガイドラインでは橋台背面の土圧変化の影響や舗装のひび割れに配慮して、第2編 1.3 に示す橋台天端位置での許容水平変位（±15mm）を設けており、これに対応するように橋長の適用限界が設定される。

温度変化に伴う桁の伸縮量は、伸縮桁長（＝橋長／2とする）と線膨張係数、温度変化幅の積で算出される。橋梁形式及び環境条件に関する温度変化幅を H24 道示 I 2.2.10 に従って設定し、橋長と温度伸縮量の関係を計算した結果を図 1.1.2 に図化した。あわせて、図 1.1.2 には国内及び採用事例が多い米国の設計事例で想定された温度伸縮量と橋長の関係もプロットしている。橋台天端の許容変位を満足するためには、温度伸縮量が最も大きい寒冷な地方に架設される鋼橋の場合でも 80m 程度が適用可能となる。しかし、上部構造の桁伸縮には温度伸縮以外にも桁のたわみ、クリープあるいは乾燥収縮の影響を考慮する必要があることから、適用橋長として安全側の配慮が必要である。国内では橋台部ジョイントレス構造を用いた橋梁で 150m までの実績があるが、橋長が長く複数の径間を必要とする場合には、不静定力や変位が著しく大きくなることで舗装のひび割れなど維持管理上問題となるような損傷が生じた事例（図 1.1.3 参照）が多く確認されている。このため、本ガイドラインで示すインテグラルアバット構造は、単径間の中小橋梁に適用することを想定する。

また、橋長の設定にあたっては、橋台基礎形式が単列の杭基礎であり、配置できる杭本数が制限されることから、杭基礎の許容鉛直支持力により橋台が支持できる上部構造反力も目安となる。杭の配置本数が異なる 2 ケースについて、杭 1 本当たりの概算鉛直力を算出し、鉛直支持を満足する支間長を検討した。表 1.1.2 に各杭径の配置本数、文献 2) で調査された打込み工法及び中掘り工法で打設された鋼管杭の設計実績による杭 1 本当たりの許容鉛直支持力の平均値を示す。なお、杭の中心間隔は、H24 道示 IV12.3 に規定する最小中心間隔を確保するものとした。荷重の概略値を設定し、支間長及び上部構造形式に応じて、常時の鉛直支持力の照査を行った結果を表 1.1.3 に示す。鋼桁では 30～40m、プレストレストコンクリート(PC)桁では 20～30m までの支間長であれば許容鉛直支持力を概ね満足するものと推定される。以上の観点から、本ガイドラインでは橋長 40m 程度までを対象とする。

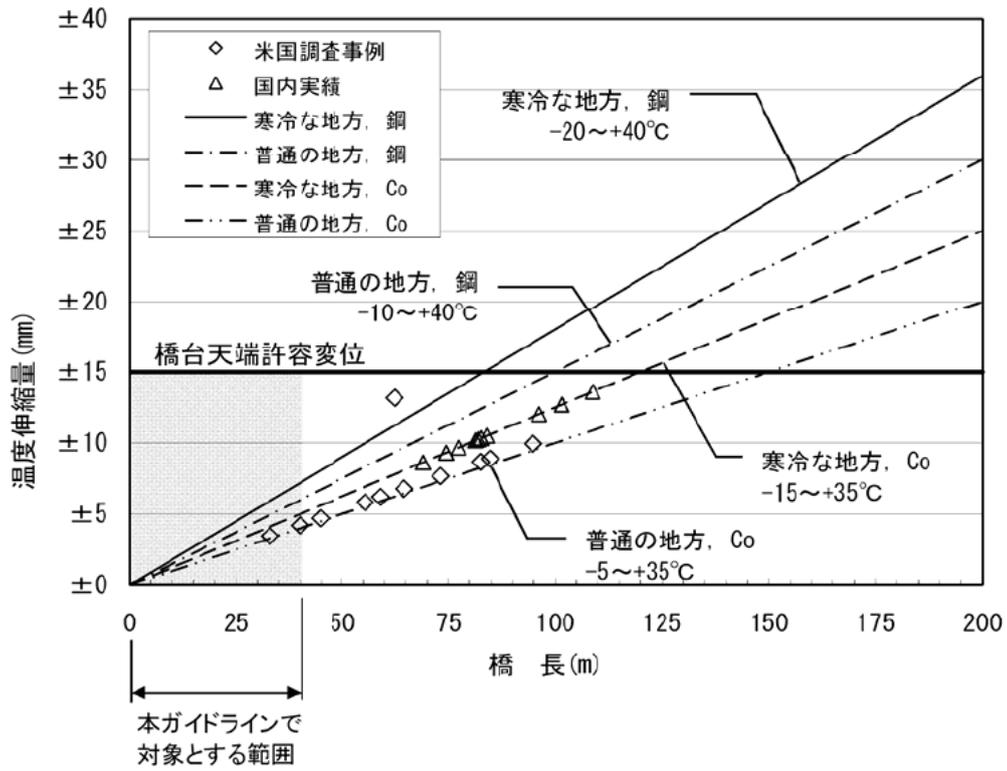


図 1.1.2 橋長と温度伸縮量の関係



図 1.1.3 橋台背面の舗装のひび割れ状況

表 1.1.2 検討ケース及び杭 1 本当りの鉛直支持力

| ケース | 橋台幅 | φ 600 | | φ 800 | | φ 1000 | |
|------------------------------------|--------|-------|-------|-------|-------|--------|-------|
| CASE 1 | 9.25m | 6 本 | | 4 本 | | 3 本 | |
| CASE 2 | 10.50m | 7 本 | | 5 本 | | 4 本 | |
| 杭 1 本当り 鉛直支持力(kN) ²⁾ | | 打込み工法 | 中掘り工法 | 打込み工法 | 中掘り工法 | 打込み工法 | 中掘り工法 |
| | | 1182 | 1376 | 2181 | 2746 | — | 2923 |

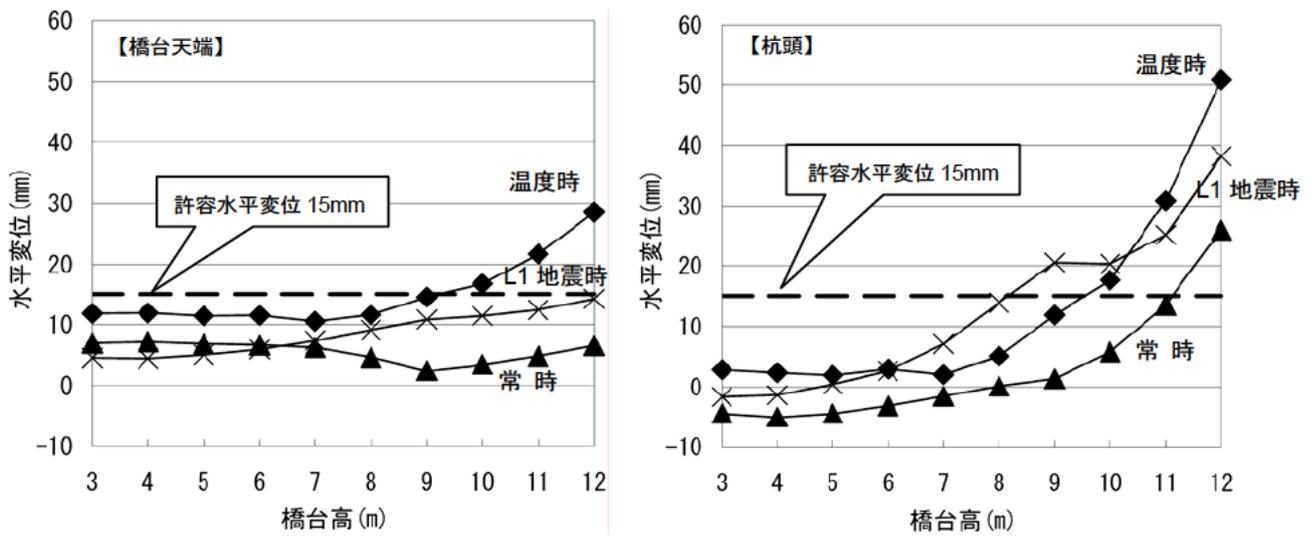
表 1.1.3 鉛直支持の照査結果

| 上部構造形式 | | 鋼鉄桁 | | | 鋼箱桁 | | PC 床版橋 | PC 箱桁 |
|--------|--------|-----|-----|-----|-----|-----|--------|-------|
| ケース | 杭径 | 30m | 40m | 50m | 60m | 70m | 30m | 50m |
| CASE 1 | φ 600 | ○ | × | × | × | × | × | × |
| | φ 800 | ◎ | ◎ | ○ | ○ | × | ○ | × |
| | φ 1000 | ○ | × | × | × | × | × | × |
| CASE 2 | φ 600 | ○ | ○ | × | × | × | ○ | × |
| | φ 800 | ◎ | ◎ | ◎ | ○ | ○ | ◎ | × |
| | φ 1000 | ○ | ○ | × | × | × | ○ | × |

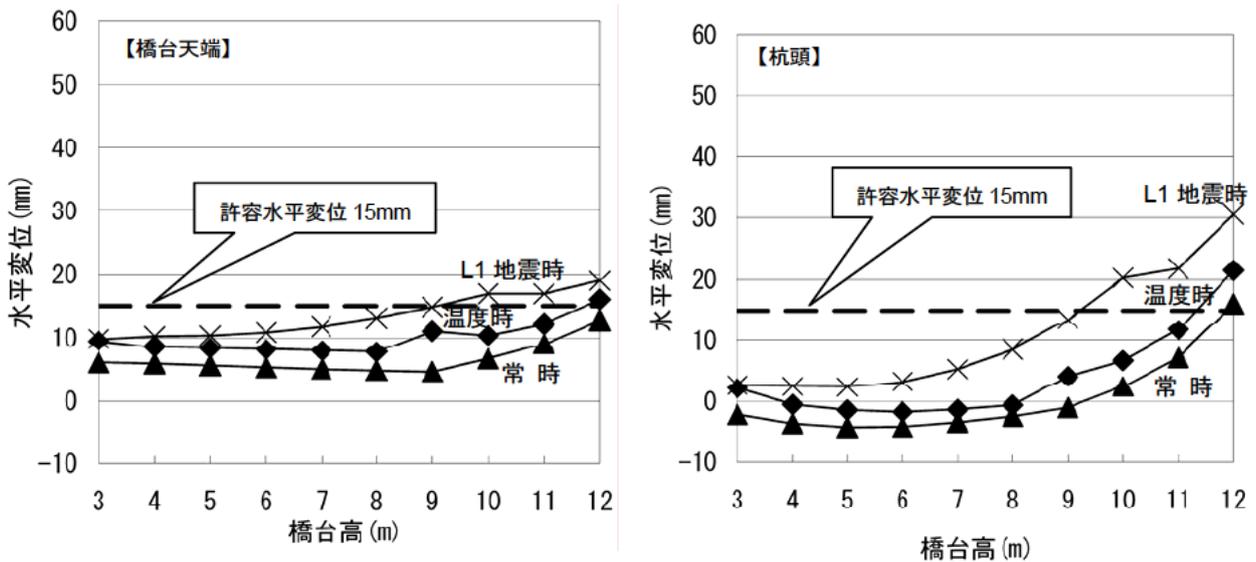
※◎：打込み、中掘り両工法で鉛直支持が OK，○：中掘り工法で鉛直支持が OK，×：鉛直支持が OUT

2) 標準的な橋台高

橋台高の増加に伴い橋台背面から作用する土圧が増加するため、橋台天端及び杭頭部の水平変位はともに増大することが想定される。橋台高を指標として試算を行った結果、橋台高が 10m 程度を超えると杭頭部の水平変位が急増する傾向があることが明らかになっている。この傾向は橋長や上部構造形式の違いによらず同様の傾向を示しており、橋台背面の土圧による影響が支配的となっていると考えられる(図 1.1.4 参照)。橋台基礎の杭頭部の水平変位を抑えるためには橋台基礎の剛性を上げる必要があるが、インテグラルアバット構造の特徴である柔軟な基礎構造と相反する影響を与える点も考慮し、ここでは橋台高 10m 程度までを対象とする。



(a) 上部構造：鋼桁の場合



(b) 上部構造：PC 桁の場合

図 1.1.4 橋台高と水平変位の関係

3) 斜橋及び曲線橋への適用性

インテグラルアバット構造では、水平方向支持を橋台背面の受働抵抗に分担させる構造であり、斜角等により上部構造の慣性力作用方向と橋台背面の受働抵抗の作用方向が異なることによる橋梁全体への影響に関する知見が十分ではない。これまで斜角や曲線を有する橋梁において、上部構造のねじり変形に伴う橋台壁や桁端のひび割れ、橋台壁のかぶりコンクリートの剥落が発生した事例(図 1.1.5 参照)も報告されており、斜角や曲線を有さない左右対象の直橋として計画することを標準とする。

なお、やむを得ず斜角及び曲率が生じる場合にも、上部構造のねじりや回転の影響も加味した 3 次元的な挙動の解析を行うなど、上・下部構造相互に及ぼす影響を十分に考慮して設計を行うとともに、背面の受働抵抗の確実性を考慮して 90° から大きく下回らないようにするのがよい。

また、左右の橋台幅や高低差が大きく土圧バランスが対称でない場合についても、インテグラルアバット構造の抵抗機構上は好ましくないため避けるのがよい。橋台のウィングは、橋台壁の移動を妨げないように、移動方向と同方向にウィングを計画する。



図 1.1.5 斜角を有する橋梁での損傷事例

4) 橋台背面の構造

橋台背面の盛土は、特に良質で十分締固められる砂・砂礫を用いることを原則とし、軽量人工材料である EPS や気泡混合モルタルを裏込めに用いることは、現時点では材料の挙動等に関する信頼性やインテグラルアバット構造への適用性が確認されていないため適用外とする。

5) 地盤変動の影響

a) 基礎に求められる変形性能からみた地盤条件

インテグラルアバット構造は、主に橋台の杭基礎が柔軟に変位することにより上部構造の伸縮等の変形を吸収する構造であるため、橋台壁下面から支持層までの杭長がある程度必要である。米国オレゴン州の橋梁設計マニュアル⁴⁾では、インテグラルアバット構造の適用条件として、橋台壁下面から支持層までの

長さを最小 3.7m (12ft) としている。橋梁基礎形式の調査²⁾によると杭基礎全体で、 $0.2 < \beta \leq 0.4$ ($2.5 \leq 1/\beta < 5.0$) となるケースが多く、既製杭に限定すると平均で $\beta = 0.270 \text{ m}^{-1}$ ($1/\beta = 3.70 \text{ m}$) となっており、国内においても橋台壁下面から支持層までの最小深さとしては概ね 4m 程度を目安とできる。

b) 軟弱地盤での適用

軟弱地盤上では、圧密による橋台背面土の長期的な沈下や常時偏荷重による基礎の側方移動が懸念される。地盤の変状に伴い下部構造に不均等な変位が生じる場合には、不静定力が生じるため、地盤変状に伴う不静定力の影響について慎重に検討する必要がある。このような場合、圧密沈下対策や側方移動対策⁵⁾⁶⁾を施すことが考えられるが、インテグラルアバット構造は従来構造と異なり、橋台壁の移動に対して単列の杭基礎が変形して追随する構造であることから、圧密沈下や側方移動に対し杭基礎自体の剛性により抵抗する基礎体抵抗法や軽量盛土材料を用いた荷重軽減法、基礎の変形を拘束するような地盤改良法を採用することは望ましくない。また、他の対策としては、プレロード工法による圧密沈下対策が考えられるが、プレロード不足により供用後に橋台周辺の地盤が圧密沈下した事例⁷⁾も報告されており、十分なプレロードが行われ施工時や供用中に変状が生じないよう留意する必要がある。

c) 地震時に液状化が生じる恐れがある砂質土層での適用

軟弱地盤と同様に、地盤の変状に伴い下部構造に不均等な変位が生じる場合には、不静定力が生じるため、液状化が生じるおそれのある条件では、地盤変状に伴う不静定力の影響について慎重に検討する必要がある。従来構造において、橋に影響を与える液状化が生じると判定された場合には、H24 道示 V8.2.4 の規定により土質定数を低減させて耐震性能の照査が行われる。一方、インテグラルアバット構造は、橋台背面の地盤が確実に抵抗することが適用の前提条件となるため、液状化が生じる場合においても橋台背面アプローチ部が安定して地盤抵抗を期待できる状態にあることが求められる。例えば、液状化による沈下を考慮して橋台背面の地盤抵抗も低減する等、液状化の影響を考慮した設計を行うことも考えられるが、液状化が生じた場合のインテグラルアバット構造の挙動については、未解明な部分も多いことから慎重に検討する必要がある。

第2章 主な構造上の特徴と留意事項

インテグラルアバット構造は、上部構造と下部構造が一体とする構造であり、各々の挙動が相互に影響を与えることを踏まえ、次に示す事項を考慮して設計・施工を行う必要がある。

- (1) 上部構造の温度変化・乾燥収縮・クリープ・プレストレス力に伴う変形が下部構造に及ぼす影響が大きいため、橋梁全体の施工手順も十分に踏まえて適切に設計を行う。
- (2) 常時には始終点側の橋台が背面土圧を受け、前面側に移動することを妨げるように上部構造が抵抗するため、背面土圧の大小・橋台壁の剛性や変形状態に応じて、上部構造に作用する軸方向力・プレストレス力が変動することに留意する。
- (3) 温度変化に伴う上部構造の桁伸縮等に対して橋台杭基礎が変形に追随する構造であるため、橋台壁天端の変位により橋台背面付近の舗装にひび割れや段差の発生が懸念されることから、走行性を著しく損なう不具合が生じないように留意する。
- (4) 上部構造と下部構造が一体となる接合部においては、施工順序によって各部材に生じる断面力が異なるため、施工順序を考慮した設計を行うとともに、施工段階においても設計で考慮した施工順序に従い確実に施工を行うことに留意する。

(1) 上部構造の変形が及ぼす下部構造への影響

インテグラルアバット構造の橋台基礎は単列の杭基礎であり、橋軸方向に変形しやすく、温度変化・乾燥収縮・クリープ・プレストレス力等の作用による上部構造の変形の影響を適切に考慮した設計を行う必要がある。上部構造の死荷重やプレストレス導入による変形により橋台基礎に生じる初期水平変位を可能な限り小さくするように、上部構造構築時には仮支承を設け、上・下部構造を剛結する前にできる限り変形を収束させておくなどの対策を講じるのが望ましい。

(2) 背面土圧を受ける下部構造の変形が上部構造に及ぼす影響

常時には、始終点側の橋台背面から土圧が作用することにより、上部構造に軸方向力が作用するため、特にPC橋では導入したプレストレス力が変動することが想定される。土圧が作用するラーメン橋の設計では、全設計土圧が作用する場合と全設計土圧の1/2が作用する場合のうち、不利な場合の断面力に対して設計する。作用土圧は、固定壁として静止土圧を載荷し、背面土に良質な砂・砂礫を用いることとして、静止土圧係数は0.5としてよい。なお、橋台天端での水平変位が著しい場合、繰返し作用により背面の土圧が増加することが既往の実験的研究³⁾で示されている。このため、静止土圧係数を0.5として設計土圧を求めることは、橋台天端において著しい水平変位が生じないように設計することが前提であり、大きな水平変位を許容する設計を行う場合には、土圧の影響について個別に検討する必要がある。ここで大きな水平変位とは、既往の事例等を参考に橋台天端で15mm程度を超える変位とする。

(3) 上部構造の変形が及ぼす橋台背面への影響

インテグラルアバット構造は、温度変化に伴う上部構造の桁伸縮等に対して橋台の杭基礎が変形に追随する構造であるため、橋台壁と背面盛土に隙間が生じ橋台背面付近の舗装にひび割れや段差等の不具合（図 1.2.1 参照）が生じることが懸念される。橋台背面における不具合対策としては、次の方法が考えられる。

- ・ 橋台背面土の沈下量を低減する
- ・ 橋梁部と盛土部に生じた段差が走行性を損なわない程度になだらかにすりつける



図 1.2.1 橋台背面の舗装の損傷例

1) 橋台背面土の沈下量の低減

橋台背面土自体の沈下量を低減させるには、橋台背面土に良質な材料を使用し、所要の締固め品質を満足する施工を行う必要がある。また、橋台背面の排水機能が不十分だと浸透した雨水により背面土が流出するなど、背面土の沈下の原因となることから、表面水や橋台背面への浸透水を効果的に排水するための機能を設けることやウイングを配置することで背面土の流出を防止する等の対策が必要である。

2) 橋梁部と盛土部に生じる段差のすりつけ（踏掛版の設置）

橋梁部と盛土部に生じる段差をなだらかにすりつけるように、従来構造と同様に踏掛版を設置することがよい。

(4) 施工順序の影響

インテグラルアバット構造の構造特性をよく理解し、バランスのとれた施工計画を立案するとともに、設計で考慮した施工順序に従い構築することが重要である。もし、施工条件の変更等により設計で想定したものと異なる手順となる場合には、構造物の安全性及び耐久性が確保されるように、設計段階に戻って検討を行うことが必要である。

参考文献

- 1) 社団法人日本道路協会：道路橋支承便覧，2004.4.
- 2) 独立行政法人土木研究所：橋梁基礎形式の選定手法調査，土木研究所資料 4037 号，2007.2.
- 3) Daiki HIRAKAWA, Minehiro NOJIRI, Hiroyuki AIZAWA and Fumio TATSUOKA : Residual Earth Pressure on a Retaining Wall with Sand Backfill Subjected to Forced Cyclic Lateral Displacements,soil Stress-Strain Behavior: Measurement, Modeling and Analysis Geotechnical Symposium in Roma, March 16 & 17, 2006
- 4) Oregon Department of Transportation : Bridge Design and Drafting Manual 2004, 2008.4.
- 5) 独立行政法人土木研究所：橋台の側方移動対策ガイドライン策定に関する検討，土木研究所資料 4124 号，2009.1.
- 6) 独立行政法人土木研究所：橋台の側方移動対策ガイドライン策定に関する検討（その2），土木研究所資料 4174 号，2010.6.
- 7) 独立行政法人土木研究所，鋼管杭協会，社団法人プレストレスト・コンクリート建設業協会，社団法人日本橋梁建設協会，社団法人建設コンサルタンツ協会：橋台部ジョイントレス構造の設計法に関する共同研究報告書（その1），第 369 号，2007.4.

第2編 設計

第1章 設計に関する一般事項

1.1 設計一般

使用目的との適合性及び構造物の安全性の照査は、1.2 に示す荷重条件を考慮して、1.3 により行う。

設計にあたっては、H24 道示に示される設計の基本理念に基づき、インテグラルアバット構造の特性を考慮して、使用目的との適合性及び構造物の安全性の照査を行う。使用目的との適合性を確保するには、供用性を損なうような過大な変形が生じないこと及び通行者に不快感を与えるような振動が生じないことが要求される。構造物の安全性を確保するには、断面の破壊や部材あるいは部材全体の不安定化によって性能が損なわれないことが要求される。設計では、こうした要求を満足するために、インテグラルアバット構造の特性を適切に考慮し、1.2 に示す設計状況を踏まえて、2.1 及び 2.2 に示す解析理論及び解析モデルを用いて応答値の計算を行い、1.3 により照査する。

1.2 荷重条件

- (1) インテグラルアバット構造は、施工時に生じる構造系の変化並びに供用中に生じる不静定力及び変位を適切に考慮して設計する。
- (2) インテグラルアバット構造は、施工時及び供用中に生じうる土圧のうち、最も不利となる条件を考慮して設計する。

(1) 橋台部ジョイントレス構造は、施工時と完成時で構造系が変化するため、この影響を適切に考慮して設計する。上部構造と下部構造を剛結する時期により、上部構造の変形が下部構造に及ぼす影響が異なることから、設計で想定した手順に従い施工を行う。また、温度の影響、クリープ、乾燥収縮、プレストレストコンクリート橋におけるプレストレス力など、上部構造への作用により不静定力が発生するため、H14 道示Ⅲの関連する規定に従いこれを考慮して設計する。

(2) 1) 常時土圧の取扱い

インテグラルアバット構造では、上部構造と土圧を受ける下部構造を剛結させているため、常時には橋台の移動が拘束される。このため、橋台壁には静止土圧を載荷することが一般的である。上部構造の温度変化に伴う桁伸縮による橋台壁の移動が、背面に生じる土圧を変化させることが想定され、この土圧の大小が上部構造に作用する軸方向力、上部構造への導入プレストレス力の設計に影響を及ぼす。そこで、土圧が作用するラーメン橋は、土圧は種々の要因により設計どおりに作用しないことがあることを想定して、全設計土圧が作用する場合及び全設計土圧の 1/2 が作用する場合のうち、不利となる場合の断面力に対し設計する。ただし、地震時では慣性力作用方向に土圧が作用する場合が不利となるため、全設計土圧の 1/2 が作用する場合については照査を省略してよい。

2) 橋台背面の地表載荷荷重による側圧の取扱い

常時における橋台背面の地表載荷荷重は、橋台背面に作用する活荷重の影響を考慮したものであるため、各部材断面に不利となるよう a) 片側載荷、b) 両側載荷、c) 側圧無のケースを検討することとする（図 2.1.1 参照）。また、(2)1)と同様に、側圧についても全設計土圧の 1/2 の場合を考慮する。

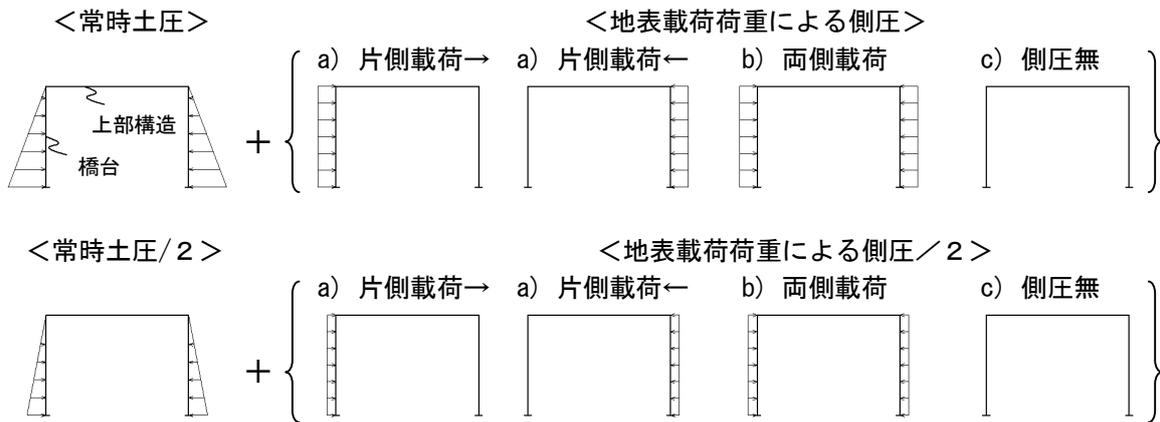


図 2.1.1 常時土圧と地表載荷荷重による側圧の組合せ

3) 荷重の組合せ

ここでは、インテグラルアバット構造特有の組合せについて示す。荷重の種類を表 2.1.1 に、また荷重の組合せを表 2.1.2 に整理した。従来構造に比べて橋台背面からの土圧の違いが構造系に大きく影響することから、土圧の荷重ケースが多い。

表 2.1.1 荷重の種類と記号

| 荷重 | 記号 |
|--------------------------|-----------------------|
| 活荷重（衝撃を含む） | L+i |
| 常時土圧（静止土圧） | E |
| 地表載荷荷重による側圧（始点橋台側，終点橋台側） | E_{LL} , E_{LR} |
| 温度変化（上昇及び下降，温度差を含む）の影響 | T |
| 地震時慣性力 | EQ |
| 地震時主働土圧（始点橋台側，終点橋台側） | E_{EQL} , E_{EQR} |

表 2.1.2 荷重の組合せ

| | 荷重の組合せケース | 記号 |
|----|--------------------------|---|
| 1 | 死荷重時 | $(P)^*+E$ |
| 2 | 常時 | $(P)^*+L+i+E$ |
| 3 | 常時 (側圧片側載荷→) ** | $(P)^*+L+i+E+E_{LL}$ |
| 4 | 常時 (側圧片側載荷←) ** | $(P)^*+L+i+E+E_{LR}$ |
| 5 | 常時 (側圧両側載荷) | $(P)^*+L+i+E+E_{LL}+E_{LR}$ |
| 6 | 常時 (土圧 1/2) | $(P)^*+L+i+1/2 \times E$ |
| 7 | 常時 (側圧片側載荷→, 土圧 1/2) ** | $(P)^*+L+i+1/2 \times (E+E_{LL})$ |
| 8 | 常時 (側圧片側載荷←, 土圧 1/2) ** | $(P)^*+L+i+1/2 \times (E+E_{LR})$ |
| 9 | 常時 (側圧両側載荷, 土圧 1/2) | $(P)^*+L+i+1/2 \times (E+E_{LL}+E_{LR})$ |
| 10 | 温度時 | $(P)^*+L+i+E+T$ |
| 11 | 温度時 (側圧片側載荷→) ** | $(P)^*+L+i+E+E_{LL}+T$ |
| 12 | 温度時 (側圧片側載荷←) ** | $(P)^*+L+i+E+E_{LR}+T$ |
| 13 | 温度時 (側圧両側載荷) | $(P)^*+L+i+E+E_{LL}+E_{LR}+T$ |
| 14 | 温度時 (土圧 1/2) | $(P)^*+L+i+1/2 \times E+T$ |
| 15 | 温度時 (側圧片側載荷→, 土圧 1/2) ** | $(P)^*+L+i+1/2 \times (E+E_{LL}) +T$ |
| 16 | 温度時 (側圧片側載荷←, 土圧 1/2) ** | $(P)^*+L+i+1/2 \times (E+E_{LR}) +T$ |
| 17 | 温度時 (側圧両側載荷, 土圧 1/2) | $(P)^*+L+i+1/2 \times (E+E_{LL}+E_{LR}) +T$ |
| 18 | 地震時 (慣性力作用方向→) ** | $(P)^*+EQ \rightarrow +E_{EQL}$ |
| 19 | 地震時 (慣性力作用方向←) ** | $(P)^*+EQ \leftarrow +E_{EQR}$ |

*(P)は一般的に従来構造で考慮している活荷重・衝撃・土圧・水圧・浮力又は揚圧力以外の主荷重であり、死荷重・プレストレスカ・コンクリートのクリープの影響・コンクリートの乾燥収縮の影響を示す。

H24 道示に従い設計条件に応じて必要な荷重を考慮する。

**図中の矢印は、荷重の作用方向を示し、「→」は始点側から終点側、「←」は終点側から始点側を表す。

1.3 照査の基本

使用目的との適合性及び構造物の安全性を確保するために強度、変形及び安定を照査する。

インテグラルアバット構造は、H24 道示に基づき常時、暴風時及び地震時に対して、強度、変形及び安定に関する照査を行う。以下では、本研究の成果として得られた橋全体系の要求性能と対応する各部材の限界状態、さらには各限界状態に対応した照査の考え方を示す。

1) 橋の要求性能と各部材・部位の限界状態

常時、暴風時は、橋としての機能が損なわれない状態を要求し、レベル 1 地震時については H24 道示 V で規定する耐震性能 1 を満足させる。

レベル 2 地震時については、本ガイドラインで示す適用範囲でインテグラルアバット構造を用いる場合には従来構造や類似の門型ラーメン構造と同様に、レベル 1 地震動に対して耐震性能 1 の照査を行えばレベル 2 地震動に対する照査は省略してよい。従来構造では、既往の被災事例よりレベル 1 地震動に対して耐震性能 1 の照査を行えば一般にレベル 2 地震動に対する耐震性能 2 又は耐震性能 3 を有することが明らかになっている。このため、橋台及び橋台基礎は、液状化が生じると判定される地盤上にある場合を除いてレベル 2 地震時の照査が省略されている。また、インテグラルアバット構造と類似する門型ラーメン構造においても、地震の影響は土圧が支配的であることから、一般にはレベル 2 地震時の照査を省略している。このようにして設計された門型ラーメン構造は、レベル 2 地震に相当する大きな地震動を受けた場合にも、橋梁本体には損傷が生じていないことが既往の被災事例で確認されている(参考資料 3)。インテグラルアバット構造の場合、国内での適用実績が少なく、レベル 2 地震に相当するような大きな地震動を受けたものが確認されていない。しかし、米国では 1994 年ノースリッジ地震の際に、橋脚の損傷を低減し、上部構造を落橋させなかったとしてインテグラルアバット構造の耐震性が確認されている。また、インテグラルアバット構造の地震時挙動は背面土の振動により支配され、従来構造や門型ラーメン構造と同様に、地震荷重により構造物の応答値の増加が少ないことが FEM 解析により明らかになっている。ただし、液状化が生じると判定される地盤や多径間等、本ガイドラインの適用範囲を超えて採用する場合には、橋台や上部構造についてもレベル 2 地震動に対する設計の必要性も含め個別に検討する必要がある。

表 2.1.3 に道路橋に要求される性能に照らしたインテグラルアバット構造としての各構造部材・部位の限界状態を示す¹⁾²⁾。

表 2.1.3 要求性能とインテグラルアバット構造の部材・部位の限界状態(常時, 暴風時及びレベル1地震時)

| 橋に求められる性能 | 橋の限界状態 | インテグラルアバット構造の各部材・部位の限界状態 | | |
|-----------------------------------|---|---|--|-------------------------------|
| | | 上部構造, 上・下部構造 接合部, 橋台壁, 橋台 壁・基礎接合部 | 杭基礎 | 橋台背面 アプローチ部 |
| 部分的にも損傷は生じておらず, 橋としての機能が損なわれない性能。 | 橋全体系としての力学的特性が弾性挙動範囲を超えず, かつ使用目的との適合性や構造物安全性に有意な影響を与える変位や変形が生じないとみなせる限界の状態。 | <ul style="list-style-type: none"> ・力学的特性が弾性域を超えない限界の状態。 ・発生する変形が供用性を害さない限界の状態。 | <ul style="list-style-type: none"> ・力学的特性が弾性域を超えない限界の状態。 ・変位が可逆性を有する限界の状態。 | 通常の維持管理で対処できる程度の変形にとどまる限界の状態。 |

なお, 橋の耐震性能の照査方法として, H24 道示 V5.5 では, 静的照査法と動的照査法があり, 橋の地震時の挙動が複雑でない場合には静的照査法を適用することとしている。静的照査法の適用には, 構造系が単純で1次振動モードが卓越し, また主たる塑性化が生じる部位が明確になっており, エネルギー一定則が適用できることが条件として示されている。100m 程度以下のインテグラルアバット構造では, 一般に橋台背面土の挙動の影響が大きく1次振動モードが卓越することが確認されており²⁾, 本ガイドラインの条件では一般に静的照査法によって耐震性能の照査を行えばよい。

2) 照査項目と基準値

H24 道示に従い, 構造系としての安定性及び構造物各部材の安全性の照査を行う。各部材・部位に対して設定した限界状態を越えないことを照査する主な項目について, 表 2.1.4 に整理した。

照査項目及び基準値については, 基本的に H24 道示によるが, インテグラルアバット構造特有の項目として橋台天端の許容水平変位を設けている。

近年の研究成果³⁾によると, 上下部一体となった構造では, 桁の伸び縮みに伴う橋台壁の繰り返し作用により大きな変形が生じる場合には橋台背面の土圧が変化することがわかっている。このため, 橋台の変位を抑えて安定した地盤抵抗を期待するためには, 橋台天端に生じる水平変位を制限する必要がある。また, インテグラルアバット構造の実績では, 桁の伸び縮みに伴い橋台背面の舗装に損傷が生じた事例が多く報告されており, 供用性の観点からも変位を抑えるのがよい。例えば, 米国では舗装の過度なひびわれによって供用性が損なわれないように橋台天端位置での許容水平変位を $\pm 1in$ ($\pm 25mm$) としている事例がある¹⁴⁾。橋台壁天端に生じる水平変位と橋台背面の土圧の変化や舗装の損傷との関係性について十分な知見が得られていない状況であるが, 杭基礎の許容水平変位や損傷事例等を参考に当面の目安として橋台壁天端における水平変位 δ_a を $\delta_a = \pm 15mm$ 以下に抑えるのがよいと考えられる。

表 2.1.4 主な照査項目と基準値(常時, 暴風時及びレベル1地震時)

| 部材 部位 | 主な照査指標と基準値 | |
|----------------|--|--|
| | 安定照査 | 部材設計 |
| 上部構造 | — | <ul style="list-style-type: none"> ・作用応力度<許容応力度 ・活荷重たわみ<たわみの許容値等 (H24 道示Ⅱ編, Ⅲ編に従う) |
| 上・下部構造 接合部 | — | <ul style="list-style-type: none"> ・作用応力度<許容応力度 |
| 橋台壁 | <ul style="list-style-type: none"> ・橋台天端の応答変位<許容水平変位(±15mm) | <ul style="list-style-type: none"> ・作用応力度<許容応力度 |
| 橋台壁・基礎 接合部 | — | <ul style="list-style-type: none"> ・作用応力度<許容応力度 |
| 橋台杭基礎 | <ul style="list-style-type: none"> ・支持力<許容支持力 ・応答変位<許容水平変位 | <ul style="list-style-type: none"> ・作用応力度<許容応力度 |
| 橋台背面 アプローチ部 | <ul style="list-style-type: none"> ・4.1により設計を行うことにより性能が確保されるものとみなす。 | — |

第2章 構造解析

2.1 構造解析の基本

構造解析は、不静定構造であることによる影響を適切に評価できる解析モデルを用いて行う。

1) 解析モデル

インテグラルアバット構造は、本ガイドラインでは、直橋で計画されることを基本としており、この場合には、上・下部構造を平面骨組構造としてモデル化して解析を行えばよい。ただし、斜角や曲率を有する場合には、その影響を適切に考慮したモデル化を行う必要がある。

2) 施工順序を考慮した解析

上・下部構造の剛結時期や橋台背面アプローチ部の施工時期によって、橋全体系に生じる断面力が異なることから、施工順序を考慮した構造解析を行う。例えば、上部構造が PC 桁の場合、プレストレス力導入前に橋台と剛結すると、プレストレス力による弾性変形やクリープ変形により、基礎や橋台壁にも影響が出る。そこで、橋台天端で仮支承により上部構造を可動支持し、プレストレス力導入による影響が基礎や橋台壁に可能なかぎり少なくなるように施工するなどの工夫が必要となるが、解析時にも施工を想定した必要な荷重条件で解析する。

3) 部材の曲げ剛性及び剛域の影響

構造解析にあたっては、部材断面の曲げ剛度の変化及び剛域の影響を考慮する。剛域の影響は、H24 道示 III14.3.1 に従い考慮する。

上下部一体構造では、下部構造の曲げ剛性が上部構造の挙動に影響を及ぼすため、ウィングがある場合にはその剛度を考慮する。特に、上部構造が PC 桁の場合には、桁の断面力に対して必要プレストレスを決定するため、下部構造の剛性の評価においてウィングの影響を適切に考慮する。

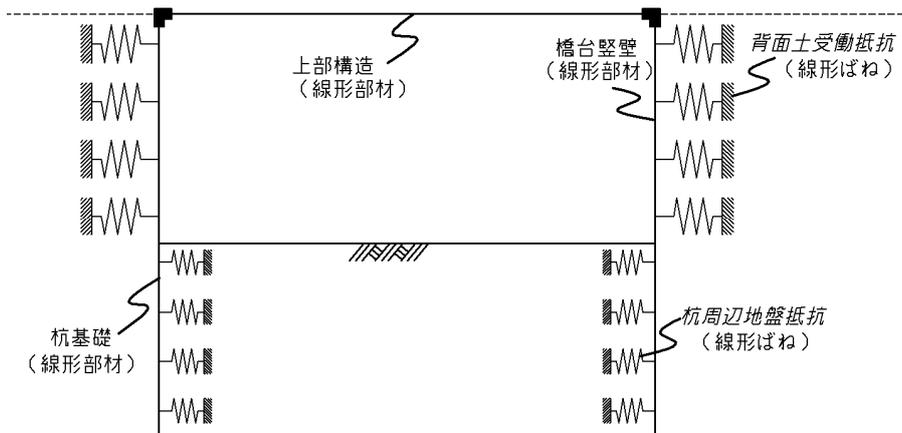
2.2 解析モデル

(1) 常時、暴風時及びレベル 1 地震時における、構造部材の照査に用いる断面力の算定は、棒部材を用いた線形解析とする。橋台天端及び、設計地盤面位置での基礎の水平変位の算定にあたっては、地盤水平抵抗は地盤反力係数によりモデル化してよい。

(2) 水平力に対する抵抗要素として橋台背面土の地盤抵抗を考慮する。

(1) 常時

インテグラルアバット構造を構成する各部材・部位及びこれを支持する地盤抵抗はすべて、力学的特性が弾性域を越えない状態にとどめることから、部材に生じる断面力、変位は基本的に弾性理論により算出することとなる。解析モデルの例を図 2.2.1 に示す。



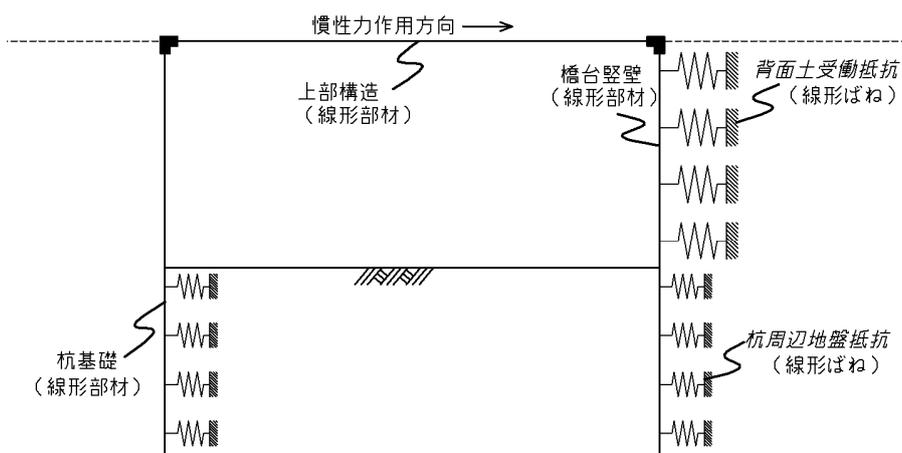
※地盤抵抗については、水平方向についてのみ示す。

図 2.2.1 常時の解析モデルの例

2) 暴風時及びレベル1地震時

暴風時及びレベル1地震時の限界状態は、常時と同じであり、解析モデルについても同様となる。なお、橋台背面アプローチ部は良質な材料を用い、良好な施工を行うことから、すべり土塊の滑動や盛土自体の揺すり込みによる段差は軽微であると考えられ、橋台背面土のすべり崩壊や揺すり込みによる段差が生じないものとして設計してよい。解析モデルの例を図 2.2.2 に示す。

なお、検討する方向は、橋台は背面土圧に抗する構造物であり、一般的に前面側に押し出される方向に変位すること、橋軸直角方向は道路幅員に応じた部材高があるため橋軸方向が設計上支配的となりやすいこと等から、通常の橋台と同様に橋軸方向の照査を行うのみでよい。



※地盤抵抗については、水平方向についてのみ示す。

図 2.2.2 暴風時及びレベル1地震時の解析モデルの例

(2) 橋台背面地盤の受働抵抗モデルは、常時、暴風時及びレベル 1 地震時の照査における橋台背面土の限界状態を力学的特性が弾性域を超えない状態にとどめるため、線形ばねとして地盤反力係数によりモデル化してよい。設計に用いる地盤定数は、構築した盛土に対して土質調査を行い設定することが望ましいが、設計段階において盛土の土質調査を実施できない場合には、第 2 編 4 章及び第 3 編 5 章に従い橋台背面アプローチ部の設計・施工が行われることを前提として、表 2.1.5 に示す地盤定数により地盤反力係数を求める方法がある。第二東名高速道路の盛りこぼし橋台の盛土の建設において、品質管理記録や原位置の強度試験結果より、第 2 編 4 章及び第 3 編 5 章に従い設計・施工した盛土は N 値 ≥ 15 、変形係数 $E_0 \geq 10\text{MN/m}^2$ となることが確認されている⁵⁾。

表 2.1.5 橋台背面土の地盤定数の例

| 単位体積重量 γ | 変形係数 E_0 | せん断抵抗角 ϕ |
|---------------------|---------------------|---------------|
| 18kN/m ³ | 10MN/m ² | 40° |

第3章 部材の設計

3.1 上部構造及び上・下部構造接合部

3.1.1 設計の基本

上部構造及び上・下部構造接合部は、施工順序、構造系の変化等を適切に考慮して設計する。

上部構造の部材設計は、H24 道示に基づいて行うが、インテグラルアバット構造は、上部構造の桁端部と橋台壁を剛結合させることが従来構造と異なるため、上・下部構造の接合部の設計に関する留意事項について 3.1.2 及び 3.1.3 に整理する。

鋼上部構造の場合、非合成桁であってもスタッド等により隅角部の上面に引張り力が生じ合成効果が発揮される可能性がある。このため、上部構造の部材の設計にあたっては、合成作用を考慮した場合についても検討を行い、安全側となるよう諸元決定をするなど配慮する。

図 2.3.1 にインテグラルアバット構造の施工順序の例を示す。施工時の上部構造の死荷重による変形の影響が、橋台壁及び基礎構造にできるだけ伝達しないように、橋台壁に仮支承を設置し、桁架設時及び床版施工時にはピン支持として、上・下部構造の接合部の施工はその後に行うのがよい。特に PC 上部構造では、緊張力による弾性変位の影響が大きいため、橋台壁及び基礎構造にその影響を伝達させない構造とするよう留意する。また、上・下部構造接合部の一体化施工においては、上・下部構造接合部を除く上部構造のコンクリートのクリープや乾燥収縮による軸方向短縮の影響を低減させるために、上部構造のコンクリート打設後から可能な範囲で放置期間を確保するのがよい。

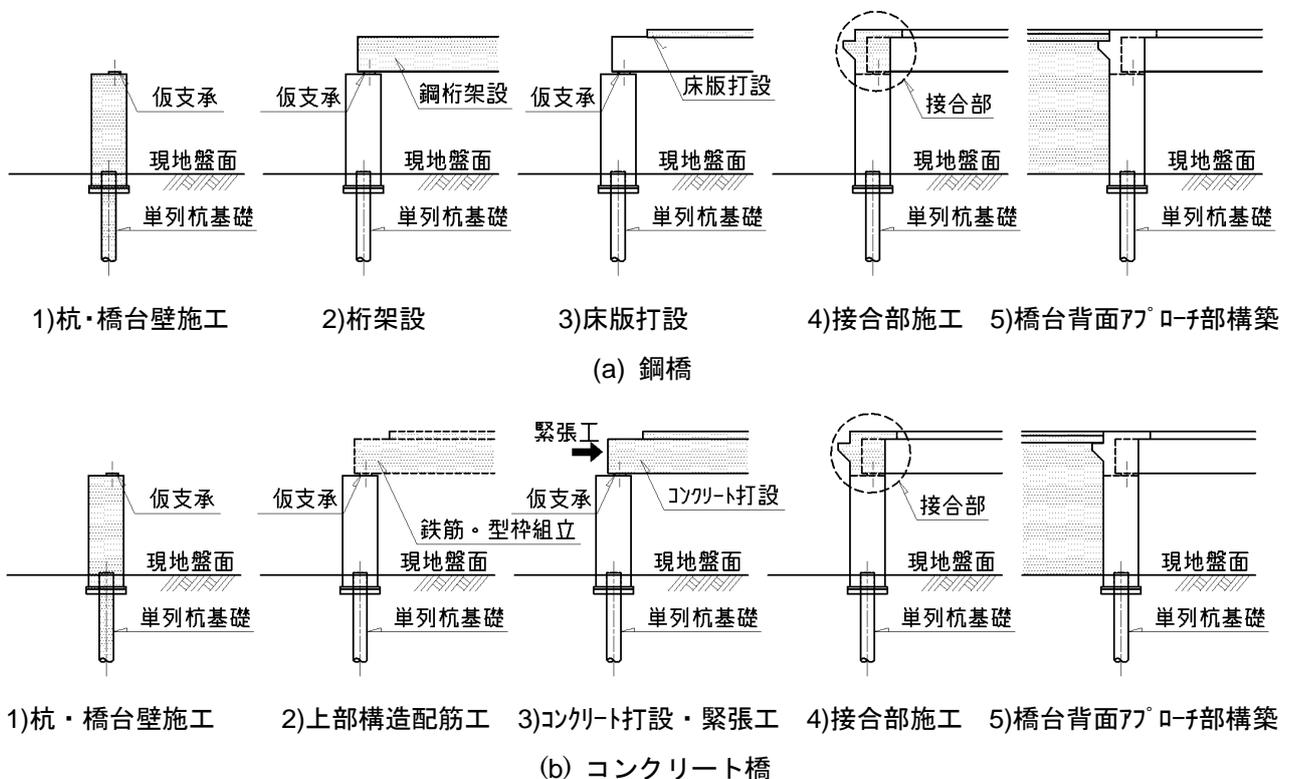


図 2.3.1 施工順序の例

3.1.2 上・下部構造接合部の設計

上・下部構造接合部は、上部構造と下部構造相互に断面力が確実に伝達されるとともに、耐久性を適切に考慮して設計する。

1) 上・下部構造接合部の構造

上・下部構造接合部は、上部構造と下部構造が相互に接続する部位で、図 2.3.2 の網掛け部を指す。応力の方向が急変し、応力の伝達機構が複雑となることから、上・下部構造接合部の付根に生じる断面力が適切に伝達されることが求められる。接合部に接続する上部構造及び橋台壁の部材設計は、それぞれ点 A、B に生じる断面力に対して照査を行えばよい。また接合構造は、実験等により安全性及び設計手法の妥当性が確認された構造を用い、その設計手法に従って設計するものとする。これまで実験等により検証されている接合部の構造として、例えば鋼上部構造では、主桁孔あき鋼板ジベル⁶⁾・孔あき鋼板ジベル⁷⁾⁸⁾・スタッドジベル⁹⁾・SRC 形式¹⁰⁾等が挙げられる。接合構造の実績例は参考資料 1 に示すとおりであるが、これらはいずれも純せん断を想定した実験により検証されたものであることから、インテグラルアバット構造では直橋で用いることを前提としており、斜橋等で面外方向に荷重が作用する条件下で適用する際には個別に検討を行う必要がある。

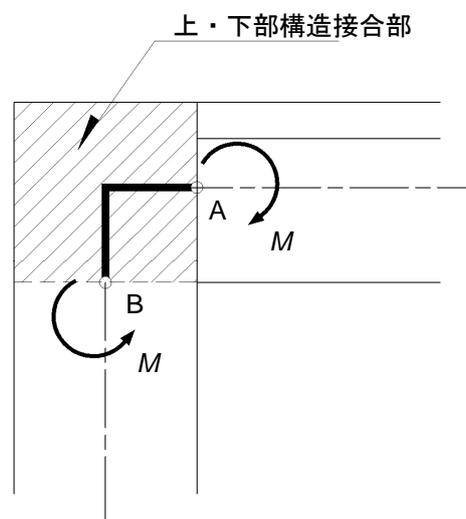


図 2.3.2 上・下部構造接合部の定義

2) 設計の基本

上・下部構造接合部の限界状態と要求性能に対する主な照査指標と基準値については、表 2.1.3 及び表 2.1.4 に整理している。H24 道示Ⅲ16.3 に従い、上・下部構造接合部に生じる引張応力度により耐荷力・耐久性に影響を及ぼすひび割れを発生させないこととし、必要に応じて隅角部に補強鉄筋を配置するのがよい。

施工時に生じる打継目等の耐久性に対して潜在的に弱点となりうる箇所は適切な防水処理等を施す。なお、防水処理等に用いる材料の経年的な劣化の可能性があるため、長期的な修復性としては、材料の選定を慎重

に行う。また、上・下部構造接合部は、常時からひび割れが生じやすい部位であり、ひび割れからの雨水等の浸入により鋼材の腐食が懸念されることから、塗装鉄筋を用いる等、接合部に用いる鋼材には防食対策を施すのがよい。一方で対策を講じて上・下部構造接合部や打継目はひび割れや漏水、遊離石灰といった損傷が生じている事例も多く報告されていることから、点検時には特に注意して損傷の有無を確認する必要がある。このため、橋梁建設後の供用前や初回点検時に打継目等の漏水の有無を確認することを設計図書に申し送り事項として記載する等、配慮することが望ましい。異常が確認された場合には、その損傷状況を把握の上、防水施設の改善実施について検討するのがよい。

3.1.3 構造細目

- (1) 上・下部構造接合部の鉄筋コンクリートの設計にあたっては、構造物に損傷が生じないための措置、構造上の弱点を作らない配慮、弱点と考えられる部材の補強方法等を考慮し、設計に反映させる。
- (2) 橋台壁に埋め込まれる鋼部材には、適切に防せい防食処理を施すことを標準とする。
- (3) 接合部に打継目を設ける場合には、橋台背面からの水の浸入に対する防水処理を施すこととする。また、防水効果の耐久性について維持管理計画に基づいて十分検討する。

(1) 1) 上・下部構造接合部の鉄筋コンクリートの構造細目

上・下部構造接合部付近は、一般的に常時に負曲げ状態の引張領域となりひび割れが生じやすい部位である。図 2.3.3 は、上部構造と橋台壁の境界面において生じたひび割れによる損傷事例である。これは、橋桁の温度変化に伴う伸縮により、上部構造と下部構造の境界面においてせん断抵抗力が不足したことによるものと推測される。ひび割れが生じた場合には、路面や橋台背面アプローチ部からの水の供給による鉄筋の腐食を防ぐために補修や防水処理を施す必要があるが、橋台背面部においては定期点検等により損傷を確認することは困難である。このため、上・下部構造接合部では塗装鉄筋を使用することを標準とする。

また、上・下部構造接合部の鋼部材と鉄筋コンクリートの境界部では、活荷重の載荷や温度変化による桁の伸縮に伴う鋼部材の変形によりかぶりコンクリートのひび割れや欠け落ちの恐れがあることから、境界部に緩衝材を配置する等の対策を施すのがよい（図 2.3.4 参照）。



図 2.3.3 上部構造と橋台壁の接合部の損傷

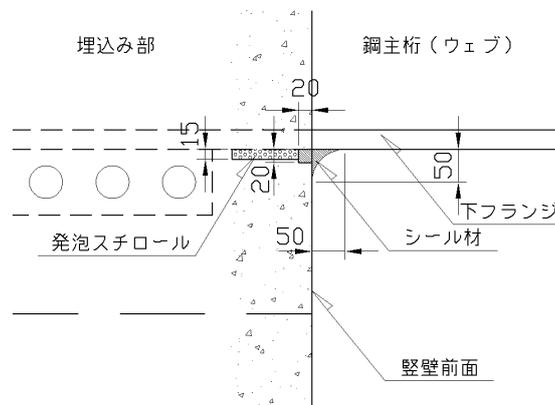


図 2.3.4 鋼部材と橋台壁境界部の緩衝材設置例（鋼上部構造の例）

2) ハンチの配置

H24 道示Ⅲ16.3 ではラーメン部材接点部の隅角部には応力伝達を円滑にする効果をもたせるため、ハンチを設けることを原則としているが、特に接合部の安全性について確認した場合にはハンチを設けなくてよい。インテグラルアバット構造においても H24 道示に従うものとするが、上部構造を仮支持して主ケーブルの緊張後に上・下部構造接合部の施工を行うため、ハンチに沿う鉄筋をあらかじめ配筋しておくことが困難である。このため、接合部にハンチを設けなくても十分な荷重伝達が行なわれる構造を適用するなど工夫する。

(2) 橋台壁に埋め込まれる鋼部材の防せい防食処理

橋台壁に埋め込まれる鋼部材は、供用時には直接外気に触れるわけではないが、鋼桁架設後から上・下部構造接合部のコンクリート打設までの期間が長期に渡る場合や橋台壁コンクリートにひび割れが生じ、埋込み鋼部材に水と酸素の供給がなされた場合の防せい防食対策、さらに埋込み部の維持管理は困難であることを考慮して、埋込み部については防せい防食処理を施すことを標準とする。この場合、上・下部構造接合部の設計において、防せい防食処理を行った鋼桁とコンクリートの付着については考慮せずに設計されていることが前提となる。防せい防食対策に関する例を図 2.3.5 に示す。これは文献 11)を参考に既往の知見を整理したものである。なお、鋼材として耐候性鋼材を使用した場合についても、埋込み部については防せい防食処理を施すのがよい（図 2.3.6、図 2.3.7 参照）。

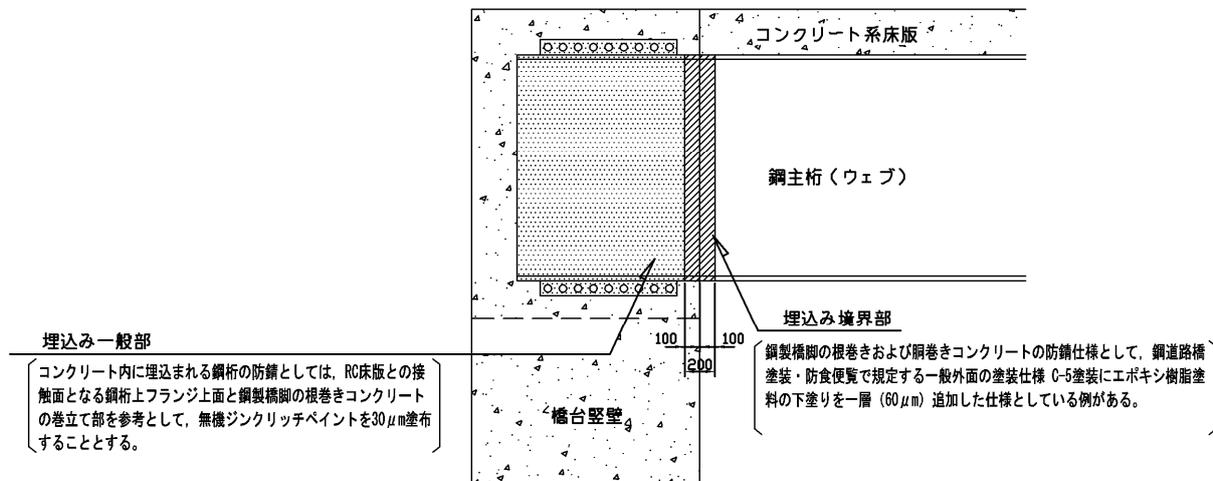


図 2.3.5 橋台への鋼上部構造の埋込み部の防錆区分例



図 2.3.6 耐候性鋼材の桁端部塗装例 1



図 2.3.7 耐候性鋼材の桁端部塗装例 2

(3) 防水処理

橋台壁に設けた仮支承上に上部構造を架設した後、上・下部構造接合部のコンクリート打設を行うことから、仮支承を設けた位置において、橋台壁の打継目が生じる。インテグラルアバット構造の国内実績における主な損傷として、上・下部構造接合部からの遊離石灰や錆汁の析出が確認されている(図 2.3.8, 図 2.3.9 参照)。これらの損傷は、橋台背面に浸透した雨水が打継目等より浸入して生じたと想定される。よって、橋台背面アプローチ部には橋台背面に浸透する水を排水するために排水層を設けることを原則とするが、それに加え橋台壁の背面打継目位置において塗布防水等の防水対策を実施するのがよい(図 2.3.10 参照)。

橋台天端の路面排水については、道路橋床版防水便覧¹²⁾に従い、天端到床版と同様の防水層を施し、水抜き孔を設けて路面排水管に接続させることとする。路面排水処理の例を図 2.3.11 に示す。本事例では、橋

台背面側からの路面排水の浸透を防止するために橋台天端のコンクリートを一部路面位置まで嵩上げする構造としている。

また、図 2.3.12 の実績例に示すように上・下部構造接合部のコンクリート打設による打継目の位置と踏掛版の端部を揃える構造とした場合には、路面排水が踏掛版端部から浸入する恐れがあり、PC 上部構造の場合は定着具位置でもあることから、揃えないようにするのがよい。よって、打継目位置と踏掛版端部位置との離れを確保する構造とするのが望ましい。



図 2.3.8 上・下部構造接合部の主桁下面の損傷



図 2.3.9 主桁下面からの遊離石灰，錆汁の析出

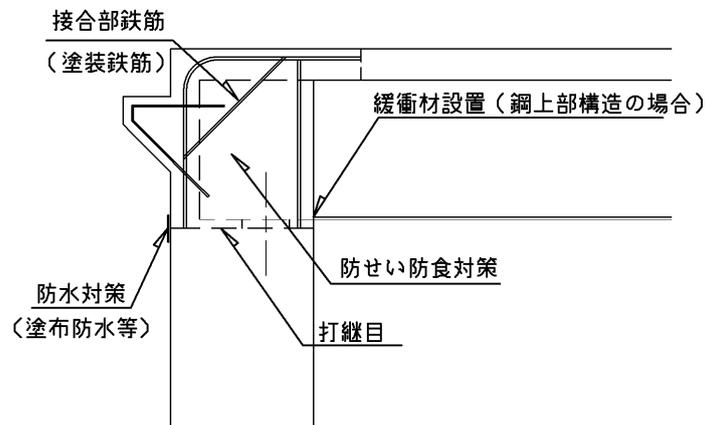


図 2.3.10 上・下部構造接合部の防水対策の例

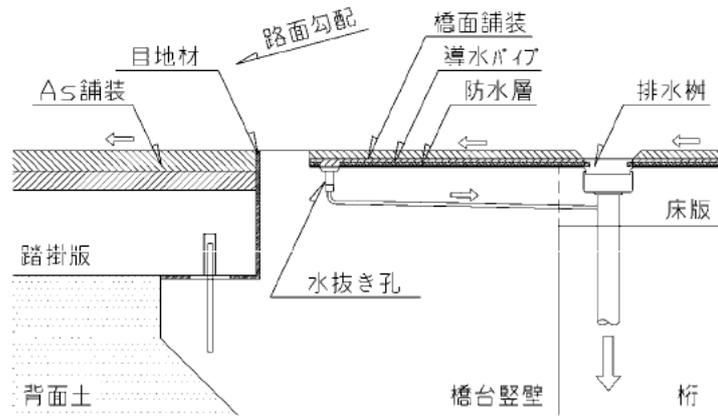


図 2.3.11 橋台天端の路面排水処理の例

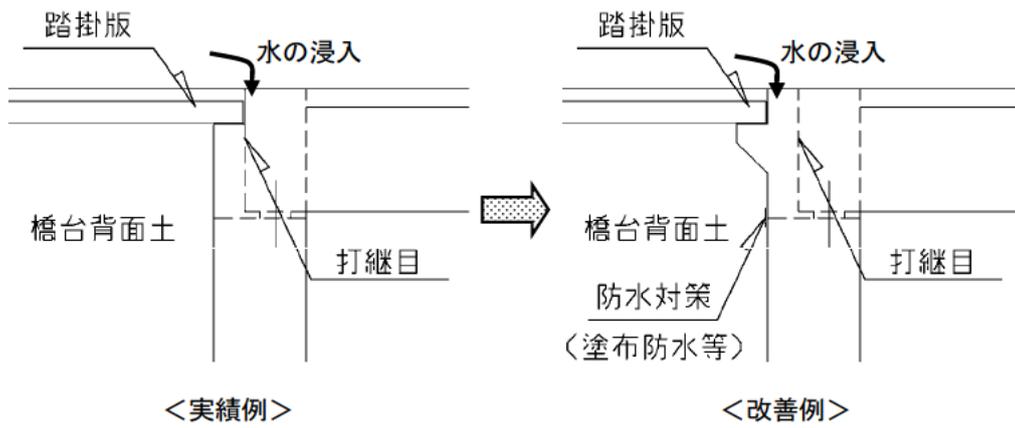


図 2.3.12 踏掛版受台の形状

3.3 下部構造の設計

3.3.1 設計の基本

橋台及び基礎は、橋軸方向に関して柔軟な単列の杭基礎が直接橋台壁に接合する構造であり、この構造的特徴を考慮して設計を行う。

インテグラルアバット構造の橋台及び基礎は、橋台壁と単列の杭基礎を直接接合した構造であり、剛体として設計されるフーチングを介して基礎へ荷重を伝達する従来の構造とは異なる。このため、橋台壁や橋台壁・基礎接合部は、上部構造や橋台背面から作用する荷重を基礎に確実に伝達される構造となるよう設計することが求められる。

ここでは、インテグラルアバット構造特有の事項として、橋台壁及び橋台壁・基礎接合部の設計について示す。このほか、杭基礎については、H24 道示IVに従い、第2章に示した解析モデルを用いて算定した断面力（鉛直力、水平力及び曲げモーメント）に対して安全であることを照査することとする。

3.3.2 橋台壁の設計

橋台壁は、上部構造及び橋台背面から作用する荷重に対して、設計上最も不利となる状態を考慮して設計する。

1) 設計の基本

橋台壁は、第2章 2.2 に示した解析モデルにより求めた断面力を用いて照査を行う。

インテグラルアバット構造は、橋台壁と単列の杭基礎を直接接合した構造であることが従来構造と異なる。このため、橋台壁と杭基礎との接合部付近は応力の分布状況を踏まえて橋台壁の設計を行う必要がある。応力の分布を考慮した設計について、例えば、剛性差のある部材同士が接合されるフーチングや床版では、有効幅を設定したうえで部材の設計を行っている。インテグラルアバット構造の橋台壁においてもこれらの部材と同様に、応力の分布状況を考慮するため、有効幅を設定し設計を行うこととする。なお、有効幅は曲げモーメントに対する設計で考慮し、せん断力に対する設計では、せん断力による橋台壁の破壊形態やフーチングの設計を踏まえて全幅を有効とする。ここで示す有効幅の考え方は、参考資料4に示す3次元 FEM 解析結果に基づくものである。

2) 有効幅

有効幅は、図 2.3.13 に示すように、橋台壁下面から杭径の2倍の範囲の応力分布を考慮して設定する。橋台壁下端位置で照査を行う場合には、杭径に杭本数を乗じた値が有効幅となる。なお、隣接する杭基礎の応力分布線が交差する杭径の2倍の範囲より上方の橋台壁は、全幅有効として部材設計を行ってもよい。

3) 照査断面

橋台壁高さにより、断面力が最大となる位置（図 2.3.14 の M_1 ）よりも、有効幅の影響で橋台壁下端位置（図 2.3.14 の M_2 ）のほうが設計上厳しくなる可能性があるため、断面力が最大となる位置に加えて橋台壁下端位置においても照査を行う。

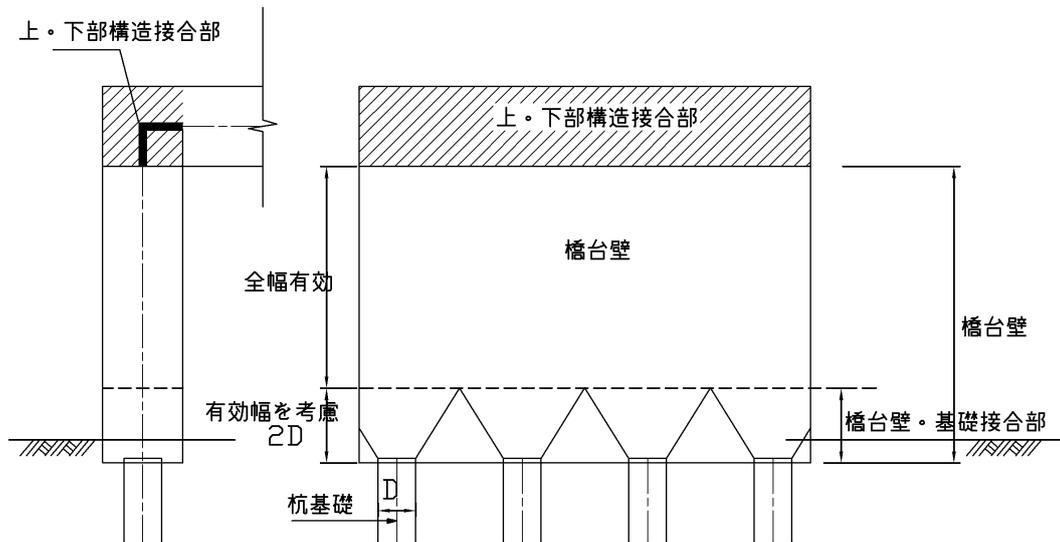


図 2.3.13 橋台壁の照査位置の例

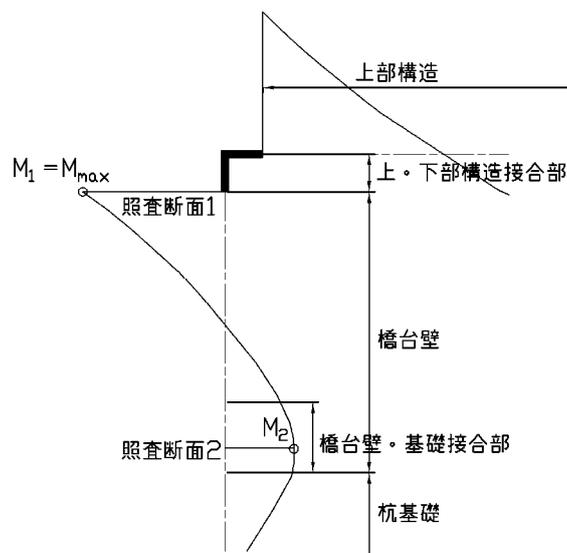


図 2.3.14 橋台壁の照査位置の例

3.3.3 橋台壁・基礎接合部の設計

橋台壁・基礎接合部は、橋台壁と基礎の部材相互に断面力が確実に伝達できる構造とする。

1) 設計の基本

H24 道示Ⅳに従い、杭頭部に作用する断面力（鉛直力、水平力及びモーメント）に対して安全であることを照査する。ただし、インテグラルアバット構造は、橋台壁に単列の杭基礎が直接接合された構造であることから、基礎と橋台壁が一体となって挙動し、従来構造に比べると杭頭に大きなせん断力が生じない。また、

3.3.4 に示す構造細目により橋台壁下面の鉄筋を配筋した場合には、従来の橋台フーチングと同程度以上の鉄筋が配筋され所要の耐力を有することが3次元 FEM 解析により確認されている（参考資料4）。このため、H24 道示IVに示される標準的な杭の縁端距離を確保した場合には、従来構造の杭頭接合部と同様に押抜きせん断等の照査は省略できる。

2)接合方法

杭と橋台壁の接合部は剛結合を原則とする。

杭基礎と橋台壁の接合方法は、H24 道示に示す従来の方法Bを標準とし、接合部の構造細目はH24 道示IVに従う。

杭基礎とフーチングの接合方法としては、フーチングの中に杭を一定長さだけ埋め込み、埋め込んだ部分によって杭頭拘束曲げモーメントに抵抗する方法（従来の方法A）と、フーチング内への杭の埋込み長さは最小限度にとどめ、主として鉄筋で補強することにより杭頭曲げモーメントに抵抗する方法（従来の方法B）がある。従来構造では主に方法Bの実績が多く¹³⁾、実験や解析等により多くの研究が行われ、接合部の耐力評価や地震時の挙動について明らかにされている¹⁴⁾。また、インテグラルアバット構造のように橋台壁に直接杭基礎を接合した構造では、解析的な検証により耐力の評価が行われている（参考資料4）。

インテグラルアバット構造では、方法Aが採用された事例もあるが、前述の実験や解析等は接合方法が方法Bであることを前提として検証した結果であり、方法Aを適用する場合には、接合部の耐力や鉄筋の配置等について個別に検討する必要がある。

3.3.4 構造細目

(1) 橋台壁の鉄筋の配置は、次による。

- 1) 橋台壁前背面の鉛直方向鉄筋は、同径、同間隔とし、橋台壁下面に沿って前背面側にコの字型に配置する。
- 2) 橋台壁の配力鉄筋は、鉛直方向鉄筋の1/3以上の鉄筋を鉛直方向鉄筋の外側に300mm以下の間隔で水平方向に配置する。
- 3) 橋台壁下面の各方向の鉄筋は、直行する鉄筋の1/3以上配置する。
- 4) 中間帯鉄筋は、配力鉄筋と同径の鉄筋とする。

(2) 橋台壁とウィング

橋台壁とウィングは一体構造とし、橋台背面土を取り囲むように設置する。

(1) 橋台壁の鉄筋

1)橋台壁の鉛直方向鉄筋

従来構造では、背面側からの土圧が支配的となり、橋台壁背面側が引張鉄筋となることから、橋台壁の前背面側の鉛直方向鉄筋は、断面計算により求めた背面側の鉄筋量に対してその1/2以上の鉄筋を配筋するものとされている。一方、インテグラルアバット構造は、ラーメン構造であることから荷重の組合せや構造条件

によって、橋台背面側と前面側とそれぞれが引張鉄筋となる場合がある。このため、橋台壁の鉛直方向鉄筋は、3.3.2の規定により設計上最も不利となる状態を考慮して背面側と前面側で求めた必要鉄筋量をそれぞれ配置することが考えられる。しかし、土圧は、種々の要因により設計どおりに作用しないこともあるので、安全側となるように3.3.2の規定に従って計算で求めた背面側と前面側の鉄筋量のうち鉄筋量の多いほうに合わせて前背面側の鉛直方向鉄筋を同径、同間隔で配置する。

また、橋台壁に直接杭基礎を接合していることから、杭頭に生じる水平力に対して橋台壁下面にも鉄筋を配置することで橋台壁・基礎接合部に所要の耐力を確保する必要がある。インテグラルアバット構造は、橋台壁天端の曲げモーメントが大きくなることや、橋台壁下端の有効幅を考慮した設計を行うことにより、従来構造よりも多くの鉛直方向鉄筋が配置される。これと同程度の鉄筋を橋台壁下面にも配筋することで、杭に生じる押抜きせん断応力に対して所要の耐力を確保する。

図 2.3.15 に橋台壁の配筋例を示す。

2) 橋台壁の配力鉄筋

橋台壁の配力鉄筋は、従来構造と同様に、鉛直方向鉄筋の 1/3 以上の鉄筋を鉛直方向鉄筋の外側に 300mm 以下の間隔で水平方向に配置する。

3) 橋台壁の下面鉄筋

橋台壁下面の各方向の鉄筋は、従来構造のフーチングと同様に、直行する鉄筋の 1/3 以上配置する。

4) 橋台壁の中間帯鉄筋

中間帯鉄筋は、従来構造と同様に、配力鉄筋と同径の鉄筋とする。配置間隔においても同様に鉛直方向 600mm 以内、水平方向 1m 以内とするのがよい。

なお、本ガイドラインで示す構造細目の例は、杭頭接合方法が従来の方法Bを採用することを前提としている。このため、方法Aを適用する場合には、接合部の耐力評価や鉄筋の配置について個別に検討を行う必要がある。

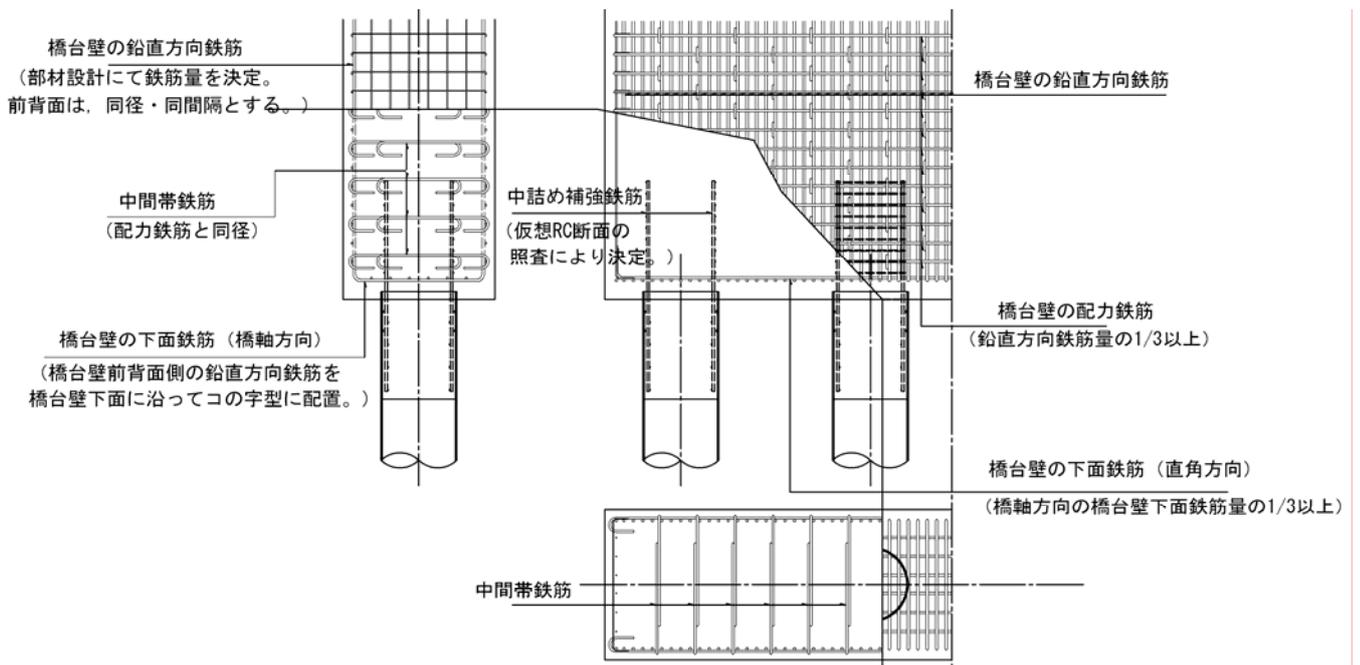


図 2.3.15 橋台壁の配筋例

(2) 橋台壁とウィング

雨水等の浸食によって橋台背面土が流出することにより橋台背面が沈下するのを抑制し、設計上想定している背面土の性能が発揮できるように、ウィングを設置する。

ウィングを配置する主な目的は、次のとおりであり、盛土へのウィングの根入れは 1 m 程度を確保するのがよい(図 2.3.16 参照)。

- ・ 雨水等の浸食によって橋台背面土が流出し、橋台背面土が沈下するのを抑制する。
- ・ 設計で期待している背面土の性能が常に発揮される。

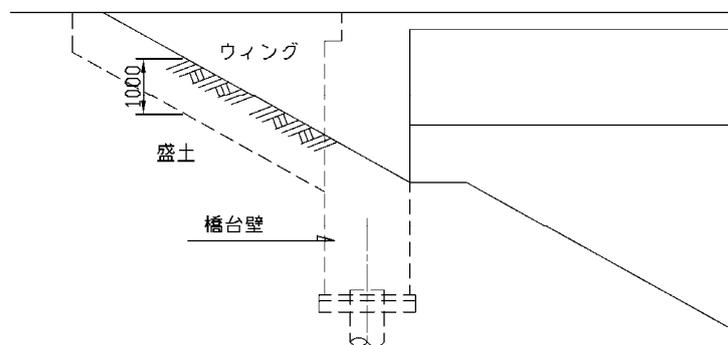


図 2.3.16 ウィングの盛土への根入れ

第4章 橋台背面アプローチ部

- (1) 橋台背面アプローチ部は、橋と背面側の盛土等との路面の連続性を確保できる構造とする。
- (2) (1)を満たすため、橋台背面アプローチ部は、良質な材料を用いるとともに、1)2)を考慮して設計及び施工を行う。
- 1) 常時及び地震時における橋台背面アプローチ部の安定性
 - 2) 降雨の作用に対する排水性
- (3) 橋の複雑な地震応答や地盤の流動化による地盤変位等の原因により、橋台背面に著しい沈下が生じる場合においても、通行機能の確保が必要な橋においては、踏掛版の設置等適切な対策を講じるのがよい。

(1) 橋台背面アプローチ部は、沈下を生じにくい橋台と沈下が生じやすい盛土等の境界部にあるため、両者の沈下量の差により路面に段差が生じやすい。最近では、地震時に橋本体の損傷よりも橋台背面で段差により通行が困難となり、結果的に使用目的との適合性の観点から橋としての性能を満足できない例が相対的に増えてきている。したがって、橋台背面アプローチ部は、一般の盛土等よりも構造の設計、材料の選定、施工等に関して特段の配慮が必要である。ここで、路面の連続性を確保できることとは、日常の維持管理や地震後の応急復旧などにおいて、すりつけなどによる段差解消対策を比較的容易に行うことができる状態に保つことを示している。

橋台背面アプローチ部の範囲は、一般の盛土部と区別するため、橋台の挙動による影響が及ぶ範囲により設定することとし橋台背面から橋台高の2倍の範囲とする(図 2.3.17 参照)。この範囲は、受働崩壊角から概ね決定したものである。ただし、踏掛版を設置する場合で、前述のとおり設定した橋台背面アプローチ部が踏掛版の長さよりも短い場合には、踏掛版の長さ以上の範囲とする。また、切土における埋戻し等の場合で、橋台背面から地山までの距離が前述のとおり設定した橋台背面アプローチ部の範囲より短いときは、橋台背面から地山までの範囲とする。橋軸直角方向に関しては、ウィングも含めた橋本体への影響や、その範囲の土の安定等を考慮して適切に設定する。なお、一般の盛土部とのすりつけは、施工の順序に応じて図 2.3.18 または図 2.3.19 に示すように行う。

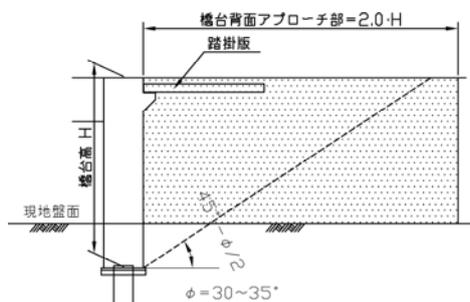


図 2.3.17 橋梁アプローチ構造の適用範囲

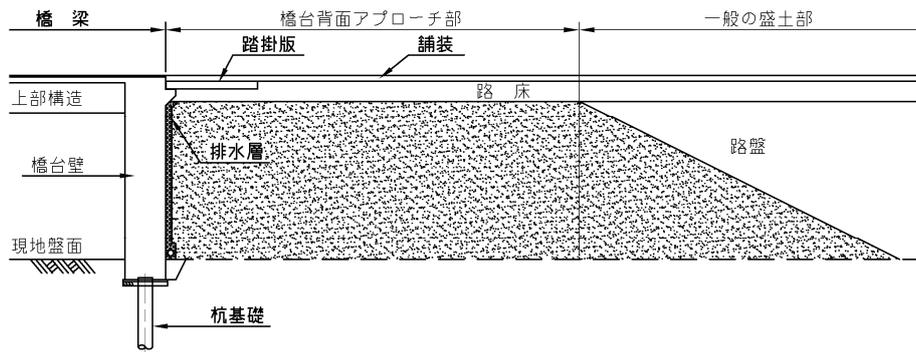


図 2.3.18 橋台背面アプローチ部と一般の盛土部とのすりつけ（盛土部後施工の場合）

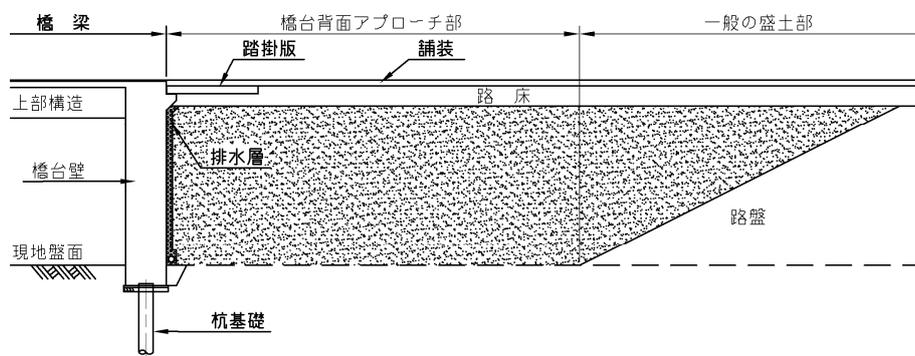


図 2.3.19 橋台背面アプローチ部と一般の盛土部とのすりつけ（盛土部先施工の場合）

(2) 路面の連続性を確保するためには、橋台背面アプローチ部は、一般の盛土等以上に材料の選定や基礎地盤の安定性、橋台背面アプローチ部の安定性、排水対策等に配慮して設計及び施工を行う必要がある。橋台背面アプローチ部に用いる材料は、締固めが容易で、非圧縮性、透水性があり、かつ、水の浸入によっても強度の低下が少ない安定したものをを用いる。使用材料や施工品質に関しては、表 2.3.3 及び表 2.3.4 を参考にするのがよい。これらは、盛りこぼし橋台の盛土や盛土路床における施工・品質管理を参考にしている^{5),15)-18)}。

表 2.3.3 橋台背面アプローチ部に用いることが適切な材料の仕様

| | |
|-------------------------------------|---------|
| 最大粒径 | 100mm |
| 4750 μ m ふるい通過百分率 | 25~100% |
| 75 μ m ふるい通過百分率 | 0~25% |
| 塑性指数 Ip (475 μ m ふるい通過分について) | 10 以下 |

表 2.3.4 橋台背面アプローチ部の締固め管理値

| | |
|----------|------------------------|
| 締固め管理基準※ | $D_c >$ 平均 97%, 最小 95% |
| 仕上り厚 | 200mm 以下 |

※1：土砂区分が砂質土の場合に適用。締固め度は、施工管理高ごとに測定し、その平均値及び最小値で照査する。測定点数は、施工面積に応じて設定する。

※2：突固め方法が C, D, E 法の場合の管理基準値を示す。

1) 橋台背面アプローチ部自体の不安定化や損傷により、橋の安全性や供用性、修復性に影響を及ぼさないようにする。修復性に関しては、地震後に盛土等の変状の程度が点検で容易に確認でき、早期に供用の可否の判断が可能であることや、速やかな機能の回復が可能な程度の損傷に留めることが要求される。補強土は、山岳部や用地制約の厳しい条件において適用事例が多く一般的な盛土よりも高い耐震性を有する構造物であるが、橋台とは地震時の挙動が異なるため、路面の連続性に影響を及ぼす場合がある。したがって、橋台背面アプローチ部の変状が速やかな機能の回復が可能となる範囲に留まることだけでなく、変状が生じた場合の修復の判断の方法や修復の方法についても十分に検討を行う。また、補強土壁は沈下による変形が生じた場合に一般に修復が困難であるため、安定した背面地盤抵抗を期待するインテグラルアバット構造と組み合わせて用いるのは望ましくない。

2) 橋台背面アプローチ部は、降雨や湧水などにより水が集まりやすく、これに伴う浸食、背面土の強度低下や抜出しにより、沈下や崩壊に至る例も少なくない。したがって、橋台背面土中に水が浸入及び滞水しないように、施工中の排水勾配の確保、路面やのり面の表面排水工及び地下排水工等の排水対策、のり面保護工等を実施する。橋台背面に設置する排水装置としては、次の3種類を設置する。

a) 表面排水

雨水等の表面水が橋台背面アプローチ部内部に浸透することを防ぐために設ける。一般の盛土部と同様に、路面の縦横断勾配により路側の側溝へ集水し、流末施設に導水させる。

b) 裏込め排水

橋台背面アプローチ部内部に浸入した水を速やかに排除するために設ける。橋台壁に沿って裏込排水工を設け、これに水抜き孔を接続し、集水したものを盛土外に導く。

c) 地下排水工

湧水量が多い場所や地下水位が浅い場所の場合は、橋台背面アプローチ部内部に水が滞らないように地下排水工（基盤排水層、水平排水層、地下排水溝）を設け、集水したものを盛土外に導く。

排水工の構造例を図 2.3.20 に示す。

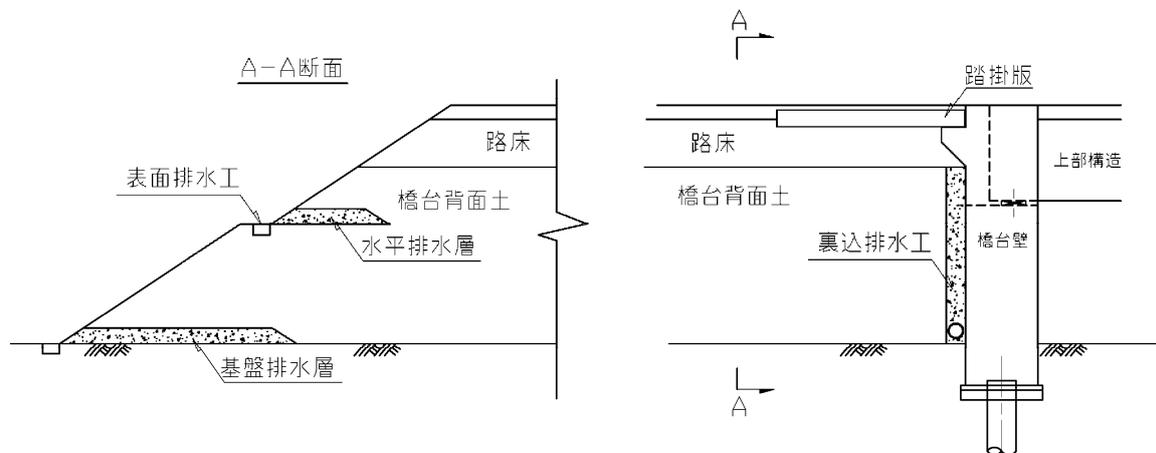


図 2.3.20 排水工の構造例

(3) 橋台背面アプローチ部は、規模の大きな地震が生じた際に橋の複雑な挙動や流動化による地盤変状等の影響により基礎地盤や橋台背面アプローチ部の盛土等が沈下し路面に著しい段差が生じる可能性がある。特に耐震設計編において規定しているB種の橋では、地震後における避難路や救助・救急・医療・消火活動及び被災地への緊急物資としての輸送路としての役割が大きいことから、基礎地盤や橋台背面アプローチ部が沈下した場合でも、これらの沈下に追随しつつ橋台との一体化を保つことが可能な対策を行うことが望ましい。

このような状態になった場合でも、本規定を満たすことができる構造の一つが踏掛版である。踏掛版は、常時における走行車両や橋台に衝撃を与えないための配慮に加え、地震後に橋台背面の段差が生じて路面の連続性を確保できる構造として実績も多い。平成 23 年（2011 年）東北地方太平洋沖地震の際は、踏掛版を設置していない橋で橋台背面に段差が多数生じ、地震後の速やかな通行機能の回復に支障をきたした事例が生じたのに対し、踏掛版を設置していた橋の大半は速やかな通行機能の回復が可能であった。ただし、路肩部に生じた段差により通行に支障を生じた事例もあったことから、踏掛版を設置する場合には、できる限り路肩部まで入れるなど、幅や長さ等に留意する。一方、それ以外の路線では、インテグラルアバット構造の水平抵抗に大きく寄与する橋台背面アプローチ部について、常時や地震後に生じる地盤抵抗低下のリスク（踏掛版下の盛土の沈下による空洞等）を速やかに確認でき、補修が容易となるように、踏掛版を設置しないことも考えられる。なお、文献 20)では、海外の事例を含めインテグラルアバット構造の踏掛版構造の考え方について整理している。

橋台と踏掛版の接続部は、橋台と背面土の沈下性状の違いによる段差により回転変形が生じることが想定される。さらに、インテグラルアバット構造では、図 2.3.21 に示すような温度変化に伴う桁の伸縮による橋台壁の移動による橋台背面部の舗装の損傷を軽減させるために、踏掛版には橋台壁の移動に追随させる構造にする。

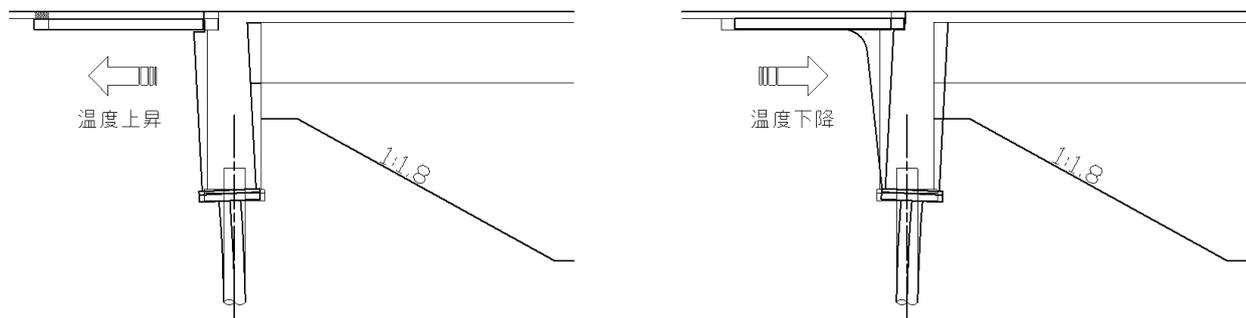


図 2.3.21 温度変化に伴う踏掛版の水平移動

参考文献

- 1) 独立行政法人土木研究所，鋼管杭協会，社団法人プレストレスト・コンクリート建設業協会，社団法人日本橋梁建設協会，社団法人建設コンサルタント協会：橋台部ジョイントレス構造の設計法に関する共同研究報告書（その1），第369号，2007.4.
- 2) 独立行政法人土木研究所，鋼管杭協会，社団法人プレストレスト・コンクリート建設業協会，社団法人日本橋梁建設協会，社団法人建設コンサルタント協会：橋台部ジョイントレス構造の設計法に関する共同研究報告書（その2），第388号，2008.12.
- 3) Daiki HIRAKAWA, Minehiro NOJIRI, Hiroyuki AIZAWA and Fumio TATSUOKA : Residual Earth Pressure on a Retaining Wall with Sand Backfill Subjected to Forced Cyclic Lateral Displacements,soil Stress-Strain Behavior: Measurement, Modeling and Analysis Geotechnical Symposium in Roma, March 16 & 17, 2006.
- 4) California Department of Transportation : Seismic Design Criteria, 2004.2.
- 5) 鈴木昭彦，瓦川善三，江口和義：盛りこぼし橋台盛土における品質と強度特性の検証，土木学会第59回年次学術講演会概要集，pp.45-46，2004.9.
- 6) 芦塚憲一郎，宮田弘和，坂手道明，木曾収一郎，栗田章光：直接基礎を有する鋼ポータルラーメン橋の設計と剛結部構造の合理化，構造工学論文集，Vol53A，pp.936-945，2007.3.
- 7) 道下恭博，本間宏二，平田尚，櫻井信彰，渡部弘明，藤川敬人：インテグラル複合ラーメン橋（西浜陸橋）の設計と施工，橋梁と基礎，Vol.35，No.2，pp.11-18，2001.2.
- 8) 本間宏二，平田尚：孔あき鋼板ジベルを用いた鋼桁-RC橋台接合構造の実験的研究，鋼構造論文集，Vol.8，No.30，pp.23-30，2001.6.
- 9) 野村謙二，土橋徹，長田大作，中嶋浩之：鋼コンクリート複合ポータルラーメン橋の設計・施工-北関東自動車道江川橋-，第6回複合構造の活用に関するシンポジウム講演論文集，pp.7-1-7-6，2005.

- 10) 塩永亮介, 河野豊, 川辺篤宣, 上田和哉: 鋼ポータルラーメン橋「色太第三橋」の実験と施工, 石川島播磨技報, Vol.44, No.2, pp.58-65, 2004.3.
- 11) 社団法人日本道路協会: 鋼道路橋塗装・防食便覧, 2005.12.
- 12) 社団法人日本道路協会: 道路橋床版防水便覧, 2007.3.
- 13) 独立行政法人土木研究所: 橋梁基礎形式の選定手法調査, 土木研究所資料 第 4037 号, 2007.2.
- 14) 独立行政法人土木研究所, 社団法人コンクリートパイプ建設技術協会、鋼管杭協会: 杭基礎の大変形挙動後における支持力特性に関する共同研究報告書 (杭頭結合部に関する研究), 第 433 号, 2012.3.
- 15) 東日本高速道路株式会社, 中日本高速道路株式会社, 西日本高速道路株式会社: 設計要領 第 1 集 土工編, 2006.4.
- 16) 鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計標準・同解説 土構造物, 2007.1.
- 17) 財団法人高速道路調査会: 平成 14 年度 土構造物の耐震設計に関する検討報告書 (日本道路公団委託), 2003.3.
- 18) 財団法人高速道路調査会: 平成 15 年度 土構造物の耐震設計に関する検討報告書 (日本道路公団委託), 2004.3.
- 19) 岩崎信正, 天満真士, 新平信幸, 津田佳明, 栗田章光: インテグラルアバット橋のアプローチスラブに関する調査・研究—事例紹介と背面舗装の影響解析—, 橋梁と基礎, Vol.42, No.7, pp.34-39, 2008.7.

第3編 施工

第1章 施工に関する一般事項

1.1 施工一般

- (1) インテグラルアバット構造の施工は、設計で考慮した諸条件等を満足するように行う。
- (2) 確実な施工の実施を確認するために、品質管理及び検査を適切に行う。

(1) 使用材料の品質を確保し、適切な施工を行うことが、構造物の安全性や耐久性の確保に不可欠である。したがって、施工段階において、設計で考慮した諸条件等の変更が生じた場合には、構造物の安全性や耐久性が確保されるように、設計段階に立ち戻り検討を行う。

本ガイドラインでは、上部構造、下部構造及び基礎構造等の各部材の施工に関しては、H24 道示各編の施工に関する記述に従うこととし、インテグラルアバット構造に関して特有の項目や特に留意すべき事項について整理している。

(2) 所定の構造物を施工するためには、適切な品質管理及び検査を行えるように事前にこれらを含めた施工計画を立案することが必要である。なお、施工条件等の変更により、所定の品質及び性能等が満足できないことが予想される場合は、施工前、施工中に関わらず施工計画を見直すことが必要である。

1.2 施工上の主な留意事項

インテグラルアバット構造は、上部構造と下部構造を剛結させ、橋全体系の水平支持を橋台背面土の地盤抵抗に分担させるといった特徴を有するため、施工時には以下の点に留意する。

- (1) 上部構造と下部構造の一体化時期によって、上部構造の変形の影響が下部構造に影響を及ぼすことから、設計で考慮している施工手順を踏まえた施工を行うことに留意する。
- (2) 橋台基礎構造は、温度変化に伴う桁伸縮による水平移動に対して追従するよう単列の杭基礎を配置するが、桁伸縮方向に対して直交方向に杭心ずれができるだけ生じないように打設することに留意する。
- (3) 水平支持を橋台背面の地盤抵抗に分担させる構造であるため、橋台背面アプローチ部の施工品質を確保すること、橋梁本体との施工時期との関係で橋梁に生じる断面力が変化することに留意する。

(1) 上部構造と橋台壁の剛結部の施工

上部構造の桁形式、床版形式、プレストレスの導入の有無等によって、上部構造の施工段階の変形量が橋台に及ぼす影響程度が異なるが、一般的には、上部構造の架設時の変形を橋台にできるだけ伝達させないように、上部構造の施工時には主桁下面において仮支承を配置して、橋台上の支承条件を可動とするのがよい。

(2) 橋台単列杭基礎の施工

上部構造の桁伸縮による移動に対して、単列の杭基礎が変形することにより追従させることから、単列の杭基礎は上部構造の移動方向に対して直交するように配置する必要がある。また、インテグラルアバット構造の橋台は、従来構造と異なり、杭基礎と杭頭部で剛結するフーチングがないため、杭心のずれが橋台壁寸

法に影響を及ぼすことから、杭基礎の施工には、形鋼を用いた定規工を施すといった杭心ずれ対策を行うのがよい。

(3) 橋台背面アプローチ部の施工

第2編第4章に示すように設計段階において設定された使用材料及び施工品質（締固め度等）が確実に得られるように施工することが求められる。また、上部構造と橋台との剛結部の施工と同様に、橋台背面の橋台背面アプローチ部の施工時期によって、橋全体あるいは橋台に生じる断面力が変化することから、設計段階で想定していた施工手順に従い施工することが原則である。ただし、土量配分計画等の施工条件の変更によって、設計段階で想定していた施工手順と異なる場合には、設計段階に立ち戻り、構造物の安全性及び耐久性を検討することが必要である。

第2章 上部構造の施工

設計において前提とされた施工順序，存置期間等の諸条件を満足するように行う。

(1) 設計時に想定している施工手順を考慮した施工

完成系では上部構造と下部構造が一体構造となるが，施工順序によって各部材に生じる断面力が変化するため，施工順序を考慮した設計を行うとともに，施工段階においても設計で想定した施工順序に従い確実に施工を行う。例えば PC 上部構造の場合は，プレストレス力導入前に橋台と剛結すると，プレストレス力による弾性変形やクリープ変形により，基礎や橋台壁に大きな変位が生じることが想定される。基礎や橋台壁に及ぼす影響が可能なかぎり少なくなるように上・下部構造接合部を一体化する前にプレストレスを導入することや養生期間を十分に設ける等，施工にあたっての工夫が必要となる。設計時に考慮した施工手順と異なる方法により施工する場合には，架設時及び完成後の応力と変形等について再度検討する。

(2) 上・下部構造接合部への施工時の留意事項

上・下部構造接合部がセメントの水和熱に起因する温度応力によるひび割れが懸念されるマスコンクリートに該当する場合や，施工時期によって，暑中，寒中コンクリートとなる場合には，耐久性に影響を及ぼすひび割れが発生しないよう対策を施す。

ひび割れ抑制対策を実施した例として，コンクリート打設が暑中施工となった場合に日よけ屋根を設置した例を図 3.2.1 に，接合部のコンクリート打設順序を検討して，橋台背面に生じる曲げモーメントを低減させた例の施工手順を図 3.2.2 に示す。



図 3.2.1 日よけ屋根設置例



図 3.2.2 上・下部構造接合部の分割施工例

(3) 上・下部構造接合部の打継目処理

上・下部構造接合部は分割施工となるため、適切な打継目処理を行う。特に、仮支承の周辺は接合部の後打ちコンクリートとの一体化が図れる構造細目とし、充填性にも配慮が求められる。また、PC 上部構造の場合は、PC 鋼材の定着具の後理め部と近接するため留意する。橋台壁背面の防水処理の事例を図 3.2.3、図 3.2.4 に示す。図 3.2.3 は橋台全幅に幅 300mm×厚さ 3mm のネオプレンゴム板を接着させ、コンクリート釘（長さ 25mm，300mm 間隔）で固定した事例であり、図 3.2.4 は橋台全幅に幅 610mm（2ft）の防水シート（アスファルト系）を貼り付けた事例である。

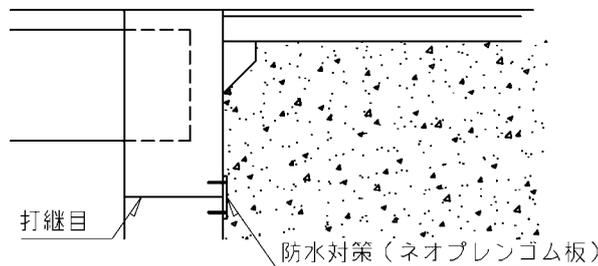


図 3.2.3 橋台壁背面の防水処理例 1（米国イリノイ州）¹⁾

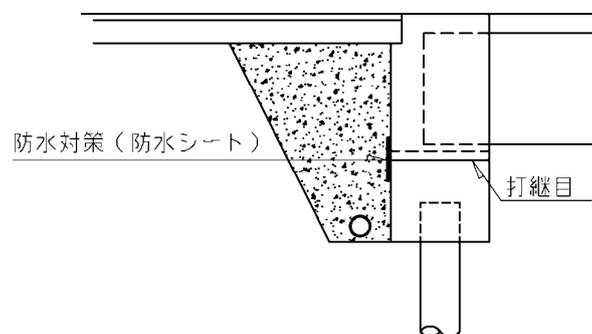


図 3.2.4 橋台壁背面の防水処理例 2（米国サウスカロライナ州）²⁾

第3章 下部構造の施工

- (1) 単列の杭基礎は、正確かつ安全に建込み、精度良く施工する。
- (2) 施工時には、橋台は単列の杭基礎に支持される壁構造となるため、水平方向の作用に対して不安定とならないよう留意する。

(1) 単列の杭基礎の施工

インテグラルアバット構造の橋台は、杭基礎が上部構造の桁伸縮方向に対してその変形を妨げないよう桁方向に対して直交するように単列配置を前提としている。したがって、一般的な組杭基礎では、杭基礎と下部構造躯体との間に剛なフーチングを設けるため、各杭の杭心のずれが多少生じてもフーチングの平面寸法内で調整がある程度可能であるが、インテグラルアバット構造では、フーチングを設けず橋台躯体と単列の杭基礎を直接接続するため、各杭の杭心のずれがフーチングを有する従来構造と比較して、精度の高い施工が求められる。

杭の施工管理値として杭心のずれは、各地方整備局で規定されている土木工事施工管理基準（案）の RC 橋脚及び橋台の出来形管理基準及び規格値によると 100mm 以内と規定されているが、杭心のずれに伴う性能低下の影響が従来構造よりも大きいと考えられるため半分程度までに抑えるのがよい。施工精度を確保するためには、形鋼等による定規工を用いて杭の施工を行うのがよい。

(2) 施工時における橋台の安定

インテグラルアバット構造は、上部構造との一体化及び橋台背面土の構築により完成系では水平方向の作用に対して安全な構造となるが、施工時には、単列の杭基礎に支持される壁構造となるため、水平方向の作用に対して、転倒など安定に問題が生じないよう、必要に応じて仮支保工や押さえ盛土等の対策を施すのがよい。

また、上部構造と一体化する前に橋台背面アプローチ部を構築した場合には、橋台壁が背面土圧により片持ち梁のように挙動することから、単列の杭基礎に残留変形が生じる恐れがある。したがって、上部構造と一体化前に橋台背面アプローチ部を構築する場合には、橋台壁が片持ちばりとして挙動することによる影響を考慮した施工とする必要がある。

第4章 上・下部構造接合部の施工

上部構造との一体化にあたっては、接合部の耐久性に配慮する。

(1) 上部構造との接続部の耐久性に対する配慮

上部構造の桁架設に伴う仮支承等の治具寸法を考慮して、橋台の打設高さを設定し、その際、橋台壁主鉄筋は所要の継手長を確保した位置まで伸ばすこととする。仮支承等は、隅角部のコンクリート打設の際に橋台壁内に埋め込まれることとなり、橋台壁の打継目部における弱点部とならないようコンクリートを確実に充填する必要がある。また、鋼上部構造の場合には、コンクリート部材に埋め込まれる部位については、防せい防食処理を施すこととする。

a) 鋼上部構造の仮支承の例

H形鋼を用いた仮支承により支持された鋼桁橋の事例を図 3.4.1 に示す。また、仮支承の配置，防水処理が十分でなく、ひび割れや遊離石灰の析出が確認された事例を図 3.4.2、図 3.4.3 に示す。



図 3.4.1 鋼上部構造の仮支承の例



図 3.4.2 鋼桁下面に生じたひび割れ



図 3.4.3 コンクリート桁打継目の遊離石灰の析出

b) PC 上部構造の仮支承の例

緊張力による弾性短縮等の影響を緩和した事例として、場所打ち PC2 主箱桁の例を示す³⁾。仮支承は緊張力による弾性短縮による影響を吸収するように、界面に潤滑油を塗布した塩ビ板を 2 枚重ねて配置し(図 3.4.4 参照)、上部構造は図 3.4.5 に示すように橋台上では主桁ウェブのみを構築して主ケーブルの緊張を行った後、接合部を一体で構築している。本橋では想定されていた弾性変形に伴う収縮量が、施工時に概ね生じており、良好な縁切の確保が確認されている。

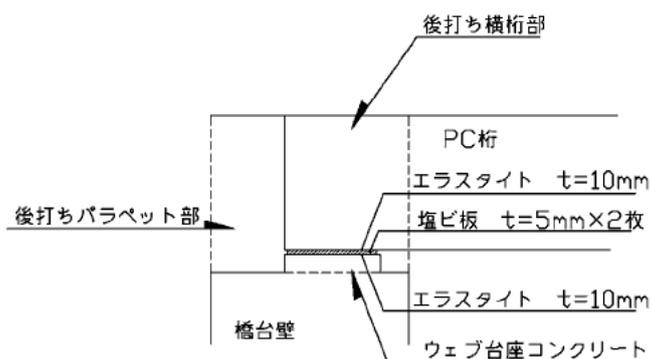


図 3.4.4 仮支承の設置例

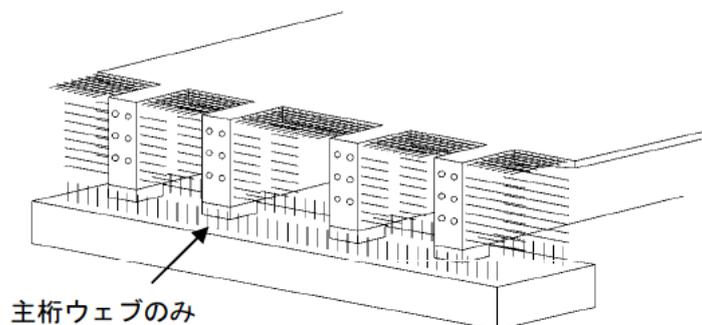


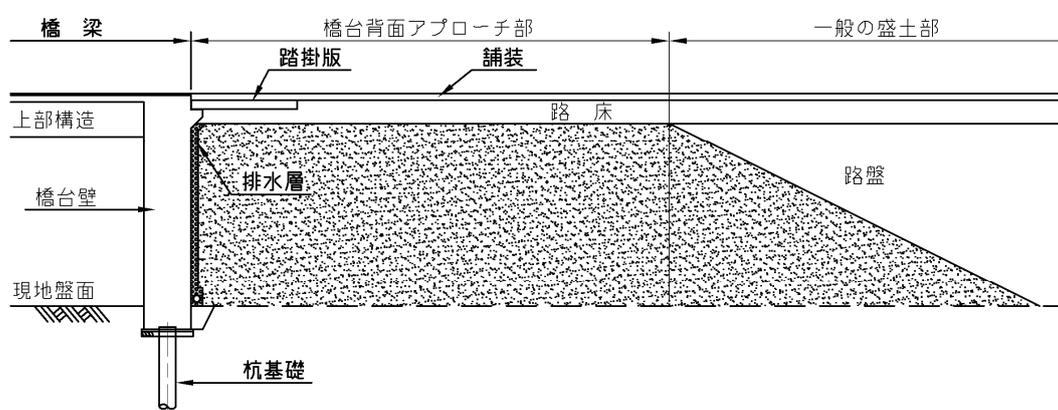
図 3.4.5 上下部接合部の施工例 (場所打ち PC2 主箱桁の例)³⁾

第5章 橋台背面アプローチ部の施工

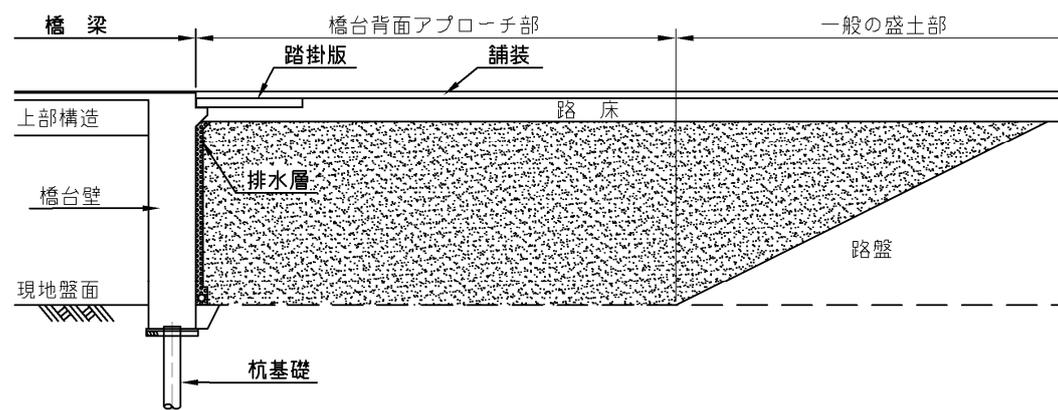
設計段階に想定した所要の性能が確保されるように盛土材料の選定，入念な締固め等を行う。

橋台背面の施工を重視することから，軟弱地盤で架橋する場合に現地盤の軟弱地盤対策工を先行して実施する場合等を除き，橋台背面アプローチ部を道路盛土部より先行して築造するのが望ましい。

橋台背面アプローチ部の材料仕様や締固め管理値は，表 2.3.3 及び表 2.3.4 に示したとおりである。橋台背面アプローチ部は，橋台ウィングに囲まれた箇所を締固め施工する必要がある，大型の締固め機械だけでなく小型の締固め機械を併用して，十分な締固め施工を行うものとする。締固め管理値は，転圧仕上り面ごとに締固め度を RI 計器により測定しその平均値及び密度比 D_c による場合は最小値（空気間隙率 V_a による場合は最大値）により行う。測定点数や測定位置等は，文献 4) を参考に施工面積に応じて適切に定める。



(1) 正台形（橋台背面アプローチ部先施工）



(2) 逆台形（橋台背面アプローチ部後施工）

図 3.5.1 橋台背面アプローチ部の形状

参考文献

- 1) Illinois Department of Transportation : Bridge Manual 2003
- 2) South Carolina Department of Transportation : Bridge Design Manual 2006
- 3) 宮越雅久, 高木隆一, 奥谷祐介 : インテグラルアバットを有する PC 橋の設計・施工, (株)ピーエス技術資料, Vol.14, pp57-64, 1997.3.
- 4) 建設省 : RI 計器を用いた盛土の締固め管理要領 (案), 1996.8.