共同研究所報告書
整理番号第 369 号

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）

平成 19 年４月

独立行政法人　土木研究所
鋼管杭協会
社団法人 ﾌﾟﾚｽﾄﾚｽﾄ・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 © (2007) 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。

共同研究所報告書
整理番号第 369 号，2007 年 4 月

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）

独立行政法人 土木研究所 構造物研究グループ(基礎チーム) 上席研究員 中谷 昌一
独立行政法人 土木研究所 構造物研究グループ(基礎チーム) 主任研究員 竹口 昌弘
独立行政法人 土木研究所 構造物研究グループ(基礎チーム) 主任研究員 白戸 真大
独立行政法人 土木研究所 構造物研究グループ(基礎チーム) 研究員 野々村 佳哲
独立行政法人 土木研究所 構造物研究グループ(基礎チーム) 交流研究員 小林 篤司
独立行政法人 土木研究所 構造物研究グループ(基礎チーム) 交流研究員 横幕 清
鋼管杭協会 技術委員 昇 健次
鋼管杭協会 技術委員 龍田 昌毅
鋼管杭協会 技術委員 池田 真
鋼管杭協会 技術委員 石澤 毅
鋼管杭協会 技術委員 坂口 裕司
鋼管杭協会 技術委員 平田 尚
鋼管杭協会 技術委員 中川 敬
鋼管杭協会 技術委員 西山 輝樹
(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 脇本 優
(社) プレストレスト・コンクリート建設業協会 技術部会 清原 勝司
(社) プレストレスト・コンクリート建設業協会 技術部会 渡辺 浩志
(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 設計小委員会 構造技術部会長 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) 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 18 年度は，インテグラルアバット橋が普及している米国の設計基準を調査し，さらに実橋調査および州交通局の技術者との意見交換を行った．その結果を基に，インテグラルアバット橋の設計の基本について整理し，設計法を確立するための課題を整理した．

キーワード：インテグラルアバット橋，ジョイントレス，橋台，受働抵抗

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 研究体制 3
1.3 用語の定義 3
1.4 報告書の構成 4

2. 国内実績の整理と分析 5

2.1 目的 5
2.2 調査方法 5
2.3 調査結果 5
2.3.1 調査結果表 5
2.3.2 結果の分析 7
2.3.3 代表的な損傷状況の整理 17

3. 米国橋梁設計基準類の調査および現地調査 21

3.1 米国橋梁設計基準類の調査 21
3.1.1 調査の概要 21
3.1.2 調査対象の選定 21
3.1.3 調査項目 22
3.1.4 調査結果 22
3.2 米国現地の調査 44
3.2.1 調査の概要 44
3.3 テネシー州における現地調査 46
3.3.1 インテグラルアバット橋 46
3.3.2 その他の橋梁 57
3.4 テネシー州における意見交換 62
3.4.1 テネシー州立大学 62
3.4.2 テネシー州交通局 65
3.5 オレゴン州における現地調査 69
3.5.1 インテグラルアバット橋 69
3.6 オレゴン州における意見交換 95
3.6.1 概要 95
3.6.2 意見交換の概要 97
3.7 カリフォルニア州における現地調査 106
3.7.1 インテグラルアバット橋 106
3.7.2 その他の橋梁 116
3.8 カリフォルニア州における意見交換 117

3.8.1 概要 117
3.8.2 意見交換の概要 118
3.9 日本側の質問に対する回答の整理 122
3.9.1 設計 122
3.9.2 施工 126
3.9.3 維持管理 127
3.9.4 調達 128
4. 基本的な考え方および課題の整理 129
4.1 基本的な考え方の整理 129
4.1.1 インテグラルアバット橋の定義 129
4.1.2 適用の範囲 129
4.1.3 設計の基本 130
4.1.4 設計上の地盤面 133
4.2 課題の整理とその解決策 134
4.2.1 設計マニュアルを作成する上での課題の整理 134
4.2.2 橋台高の設定と背面土の受動抵抗モデル 134
4.2.3 対称性の適用範囲 135
4.2.4 接続部の設計（上部工と橋台竪壁，橋台竪壁と杭基礎） 135
4.2.5 施工の留意事項 136
5. まとめ 137
6. 参考文献 138

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．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の軽減に対しても有効である．一方，単に伸縮装置や支承を省略しただけでは，それらが有していた機能（主に，温度変化による桁の伸縮に追随する）を確保できないため，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，上述の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 [1)]．

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 [2)]．しかし，設計基準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，設計法に関する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，平成 18 年度～平成 20 年度の 3 ヵ年計画で実施され，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）

(2)要求性能と検証方法の検討

上記の現状の調査を踏まえ，本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，その課題について，解析や確認実験確認などにより検討する．

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
(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（必要に応じて確認実験や解析検討を実施）		■	■
(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		■	■

(3)施工法の検討

橋台部ジョイントレス構造では，上下部の一体化や橋台背面盛土の時期によって，施工時の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，施工手順やそ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．

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．

1.2.2 研究体制

本共同研究の研究体制を 表 1.2に示す.

表 1.2　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	中谷　昌一	構造物研究グループ（基礎）上席研究員
	竹口　昌弘	構造物研究グループ（基礎）主任研究員
	小林　篤司	構造物研究グループ（基礎）交流研究員
	横幕　清	〃
鋼管杭協会	昇　健次	協会　技術委員
	龍田　昌毅	〃
	池田　真	〃
	石澤　毅	〃
	坂口　裕司	〃
	平田　尚	〃
	中川　敬	〃
	西山　輝樹	〃
(社)ﾌﾟﾚｽﾄﾚｽﾄ・ｺﾝｸﾘｰﾄ建設業協会	大澤　浩二	協会　技術部会
	脇本　優	〃
	清原　勝司	〃
	渡辺　浩志	〃
	平　喜彦	〃
(社)日本橋梁建設協会	尾下　里治	協会　技術委員会 設計小委員会 構造技術部会長
	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	〃
(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　　上部工と橋台の接合部において伸縮装置あるいは支承を省略した橋台構造

2）インテグラルアバット　　橋台部ジョイントレス構造の１形式であり，上部工と橋台を一体化させ，伸縮装置および支承を省略した橋台構造．温度変化による上部工の伸縮に対しては，柔軟な基礎構造で吸収する．

3）セミインテグラルアバット　　橋台部ジョイントレス構造の１形式であり，上部工と橋台を一体化させ，伸縮装置を省略した橋台

	構造．温度変化による上部工の伸縮に対しては，支承の変位追随機能により吸収する．
４）インテグラアバット橋	インテグラルアバットを有する橋梁
５）セミインテグラルアバット橋	セミインテグラルアバットを有する橋梁
６）ポータルラーメン橋	橋台部ジョイントレス構造の１形式であり，上部工と橋台を一体化させ，伸縮装置および支承を省略した橋梁．温度変化による上部工の伸縮に対しては，橋台竪壁の曲げ剛性で吸収する．
７）従来橋	橋台部ジョイントレス構造に対して，上部桁と橋台の接合部に伸縮装置および支承を配置した橋梁．温度変化による上部工の伸縮に対しては，上部桁端部に配置した伸縮装置と支承の変位追随機能により吸収する．

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．

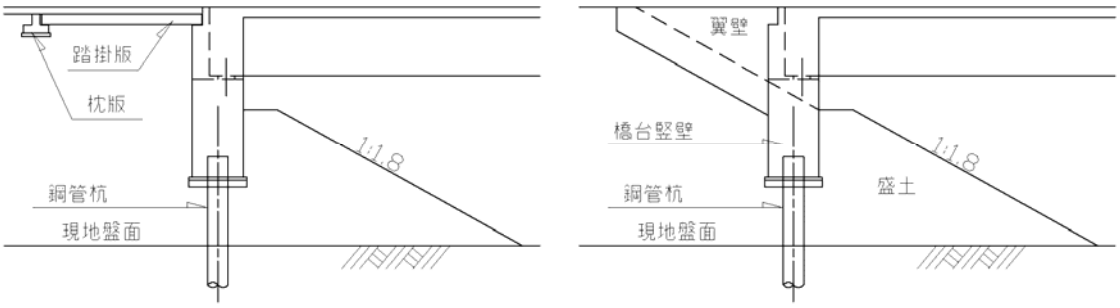


図 1.1　インテグラルアバット橋の各部の名称

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. 国内実績の整理と分析
3. 米国橋梁設計基準の調査および現地調査
4. 基本的な考え方および課題の整理
5. まとめ
6. 参考文献

参考資料

2. 国内実績の整理と分析

2.1 目的

橋台部ジョイントレス構造に関する国内実績を整理して，適用範囲および設計法の現状を把握する．また，損傷実態の整理を行う．

2.2 調査方法

共同研究の参加協会において，橋台部ジョイントレス構造の国内実績の調査を行った．調査対象橋梁形式は，以下の通りである．

・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

調査結果には，本共同研究の実施に先立ち，橋台部ジョイントレス構造の設計法に関する勉強会として，平成 17 年度に実施された既往研究調査および現地調査内容を反映させる．現地調査は，日本道路公団北海道支社（現 東日本高速道路会社）管内において供用されているインテグラルアバット橋，セミインテグラルアバット橋，両端固定橋の計８橋を視察している．

平成 17 年度の調査概要については，参考資料に添付する．

2.3 調査結果

2.3.1 調査結果表

橋台部ジョイントレス構造の国内実績に関する調査結果を 表 2.1，表 2.2に示す．なお，（社）建設コンサルタンツ協会の調査は，20 数社にヒアリングした設計実績であり供用実績でない．

表 2.1　橋台部ジョイントレス構造の国内実績１

	橋長 m			上部工形式	設計年	供用年	橋台基礎形式 A1	A2
インテグラルアバット橋								
IA-1	84.0	PRC	3径間	連続中空床版橋		1999	場所打ち杭	場所打ち杭
IA-2	82.7	PRC	4径間	連続ﾗｰﾒﾝ中空床版橋		1999		場所打ち杭
IA-3	101.5	PC	3径間	連続合成桁橋		1997	鋼管杭	鋼管杭
IA-4	108.8	PC	3径間	連続箱桁橋		1997	鋼管杭	鋼管杭
IA-5	96.2	PRC	3径間	連続ﾗｰﾒﾝ箱桁橋	1998		場所打ち杭	場所打ち杭
IA-6	81.4	PRC	3径間	連続ﾗｰﾒﾝ中空床版橋		2000	場所打ち杭	場所打ち杭
IA-7	77.3	PRC	3径間	連続ﾗｰﾒﾝ２主版橋		2003	場所打ち杭	場所打ち杭
IA-8	69.0	PRC	3径間	連続ﾗｰﾒﾝ２主版橋		2003	場所打ち杭	場所打ち杭
IA-9	82.0	PRC	3径間	連続ﾗｰﾒﾝ２主版橋		2003	場所打ち杭	場所打ち杭
IA-10	74.5	PRC	3径間	連続ﾗｰﾒﾝ３主版橋		2003	場所打ち杭	場所打ち杭
IA-11	29.8	鋼	単純	鈑桁橋		1999	鋼管杭	鋼管杭
IA-12	37.0	鋼	単純	鈑桁橋	2005		鋼管杭	鋼管杭
セミインテグラルアバット橋								
SI-1	95.0	PC	3径間	連続合成桁橋		2001	場所打ち杭	場所打ち杭
SI-2	187.0	PC	3径間	連続ラーメン箱桁橋		1997	直接基礎	直接基礎
SI-3	91.8	PC	2径間	Ｔラーメン箱桁橋		2000	場所打ち杭	直接基礎
SI-4	251.0	PRC	4径間	連続ラーメン箱桁橋		2000	場所打ち杭	場所打ち杭
SI-5	50.7	PC	2径間	連続中空床版橋			深礎杭	直接基礎
SI-6	194.0	RC	11径間	連続中空床版橋		2000	場所打ち杭	深礎杭
SI-7	47.7	PRC	2径間	連続中空床版橋		1999		
ポータルラーメン橋								
PO-1	42.0	鋼	単純	鈑桁		1997	直接基礎	直接基礎
PO-2	30.2	PRC	単純	中空床版橋		2000	場所打ち杭	場所打ち杭
PO-3	35.4	PRC	単純	２主版橋		2003	場所打ち杭	場所打ち杭
PO-4	25.4	PRC	単純	中空床版橋		2003	場所打ち杭	場所打ち杭
PO-5	40.5	PC	単純	箱桁橋		1993	直接基礎	直接基礎
PO-6	35.7	PRC	単純	中空床版橋			場所打ち杭	場所打ち杭
PO-7	35.7	PRC	単純	中空床版橋			場所打ち杭	場所打ち杭
PO-8	55.3	PRC	単純	箱桁橋	1996		場所打ち杭	場所打ち杭
PO-9	55.3	PRC	単純	箱桁橋	1996		場所打ち杭	場所打ち杭
PO-10	34.6	PRC	単純	中空床版橋			場所打ち杭	場所打ち杭
PO-11	34.6	PRC	単純	中空床版橋			場所打ち杭	場所打ち杭
PO-12	28.5	PRC	単純	中空床版橋			場所打ち杭	場所打ち杭
PO-13	28.5	PRC	単純	中空床版橋			場所打ち杭	場所打ち杭
PO-14	34.5	PRC	単純	中空床版橋			場所打ち杭	場所打ち杭
PO-15	34.5	PRC	単純	中空床版橋			場所打ち杭	場所打ち杭
PO-16	42.3	PRC	単純	箱桁橋			場所打ち杭	場所打ち杭
PO-17	42.3	PRC	単純	箱桁橋			場所打ち杭	場所打ち杭
PO-18	55.5	鋼	単純	鈑桁	2005		鋼管杭	鋼管杭
PO-19	28.3	PC	単純	中空床版橋	2003		場所打ち杭	場所打ち杭
PO-20	17.5	PC	単純	中空床版橋	2004		直接基礎	直接基礎
PO-21	32.5	PC	単純	中空床版橋	2005		直接基礎	直接基礎
PO-22	27.0	PC	単純	中空床版橋	2003		深礎杭	深礎杭
PO-23	14.6	RC	単純	床版橋	2003		場所打ち杭	場所打ち杭
PO-24	40.0	PC	単純	鈑桁	2004		場所打ち杭	場所打ち杭
PO-25	10.4	RC	単純	床版橋	2004		場所打ち杭	場所打ち杭
PO-26	48.0	PC	単純	中空床版橋	2000		場所打ち杭	場所打ち杭
PO-27	12.0	RC	単純	床版橋	1997		深礎杭	深礎杭
PO-28	10.9	RC	単純	床版橋	2005		直接基礎	直接基礎
PO-29	19.1	PRC	単純	中空床版橋	2001		直接基礎	直接基礎
PO-30	31.0	PC	単純	Ｔ桁橋	2002		鋼管矢板井筒	鋼管矢板井筒
PO-31	33.0	PRC	単純	２主版橋	2003		直接基礎	直接基礎
PO-32	36.2	PRC	単純	２主版橋	2005		場所打ち杭	場所打ち杭
PO-33	26.9	PRC	単純	２主版橋	2005		場所打ち杭	場所打ち杭
PO-34	43.2	PC	単純	中空床版橋	1998		場所打ち杭	場所打ち杭
PO-35	45.2	PC	単純	中空床版橋	1998		場所打ち杭	場所打ち杭
PO-36	35.7	PC	単純	中空床版橋	1998		場所打ち杭	直接基礎
PO-37	35.4	PC	単純	中空床版橋	1998		場所打ち杭	直接基礎
PO-38	21.6	PRC	単純	２主版橋	2004		場所打ち杭	直接基礎

表 2.2　橋台部ジョイントレス構造の国内実績２

	橋長 m			上部工形式	設計年	供用年	橋台基礎形式 A1	A2
ポータルラーメン橋								
P0-39	20.1	PRC	単純	２主版橋	2004		場所打ち杭	直接基礎
P0-40	55.0	鋼	単純	２主鈑桁橋	2004		場所打ち杭	場所打ち杭
P0-41	41.5	鋼	単純	２主鈑桁橋	2004		直接基礎	直接基礎
P0-42	39.0	鋼	単純	２主鈑桁橋	2004		場所打ち杭	場所打ち杭
P0-43	28.0	PRC	単純	２主版橋	2004		場所打ち杭	場所打ち杭
P0-44	25.8	PRC	単純	２主版橋	2005		場所打ち杭	場所打ち杭
P0-45	38.4	PC	単純	中空床版橋	1998		深礎杭	深礎杭
P0-46	8.0	RC	単純	床版橋	2002		直接基礎	直接基礎
P0-47	35.5	PRC	単純	２主版橋	2003		直接基礎	直接基礎
P0-48	42.1	PRC	単純	２主版橋	2004		場所打ち杭	場所打ち杭
P0-49	41.7	PRC	単純	２主版橋	2004		場所打ち杭	場所打ち杭
P0-50	36.6	PRC	単純	２主版橋	2004		直接基礎	直接基礎
P0-51	18.2	RC	単純	中空床版橋	1999		場所打ち杭	場所打ち杭
P0-52	13.8	PRC	単純	２主版橋	2002		直接基礎	直接基礎
P0-53	14.1	PRC	単純	２主版橋	2002		直接基礎	直接基礎
P0-54	22.2	PRC	単純	２主版橋	2005		場所打ち杭	場所打ち杭
P0-55	21.3	PRC	単純	２主版橋	2005		場所打ち杭	場所打ち杭
P0-56	26.2	PRC	単純	５主版橋	2003		鋼管杭	鋼管杭
P0-57	25.1	PRC	単純	２主版橋	2003		鋼管杭	鋼管杭
P0-58	43.2	鋼	単純	２主鈑桁橋	2005		深礎杭	場所打ち杭
両端固定橋								
FF-1	21.3	PRC	単純	中空床版橋		2000	場所打ち杭	場所打ち杭
FF-2	15.4	PC	単純	中空床版橋		2000	場所打ち杭	場所打ち杭
FF-3	24.3	PRC	単純	中空床版橋		2000	場所打ち杭	場所打ち杭
FF-4	25.0	PRC	単純	中空床版橋		2000	場所打ち杭	場所打ち杭
FF-5	32.0	PRC	単純	中空床版橋		2000	場所打ち杭	場所打ち杭
FF-6	17.0	PC	単純	プレテン中空床版		2003	場所打ち杭	場所打ち杭
FF-7	33.1	PC	単純	合成桁橋		2000	場所打ち杭	場所打ち杭
FF-8	26.0	PRC	単純	中空床版橋		2000	場所打ち杭	場所打ち杭
FF-9	25.5	PRC	単純	中空床版橋		2000	場所打ち杭	場所打ち杭
FF-10	38.3	PC	単純	合成桁橋		2000	場所打ち杭	場所打ち杭
FF-11	42.4	PC	単純	中空床版橋		2000	場所打ち杭	場所打ち杭
FF-12	20.5	PC	単純	プレテン床版		2003	場所打ち杭	直接基礎
FF-13	19.4	PRC	単純	中空床版橋		1999		
FF-14	16.0	RC	単純	中空床版橋		1999		
FF-15	33.5	PRC	単純	中空床版橋	1997		場所打ち杭	深礎杭
FF-16	47.4	鋼	単純	少数鈑桁	2003		鋼管杭	鋼管杭

2.3.2 結果の分析

(1)橋梁形式の採用数

図 2.1に橋台部ジョイントレス構造の橋梁形式による実績数を示す．調査橋梁数 93 橋のうち約６割がポータルラーメン橋であり，次いで両端固定橋であった．一方，インテグラルアバット橋およびセミインテグラルアバット橋に関しては，合計 19 橋であり，そのほとんどが，日本道路公団北海道支社（現 東日本高速道路会社）の実績であった（図 2.2参照）．これは，日本道路公団北海道支社において平成６年度頃より，長大橋に対する橋台部のジョイントレス化を目指し，米国より導入の検討がなされた結果，採用されたものである．供用後，後述の不具合が確認された事例があったこともあり，実績は増加していない．

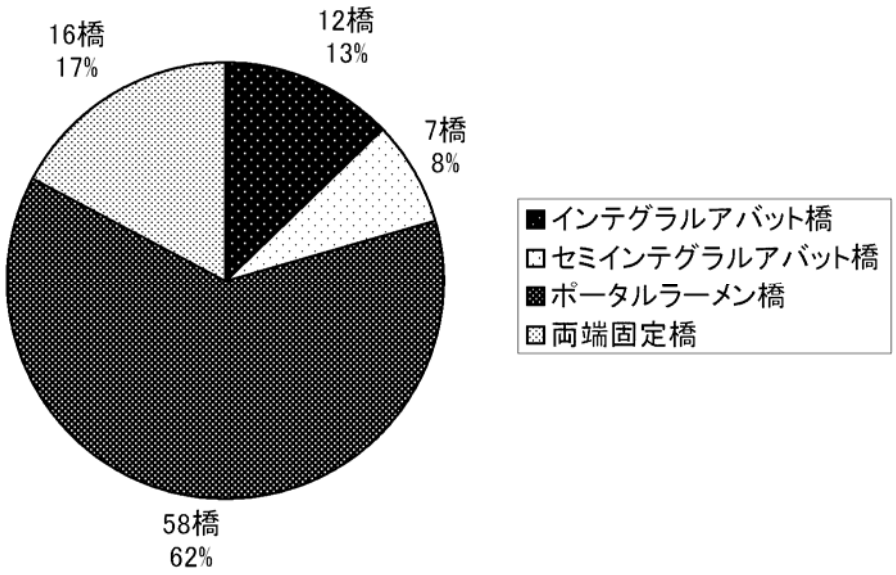


図 2.1　橋台部ジョイントレス構造の採用数

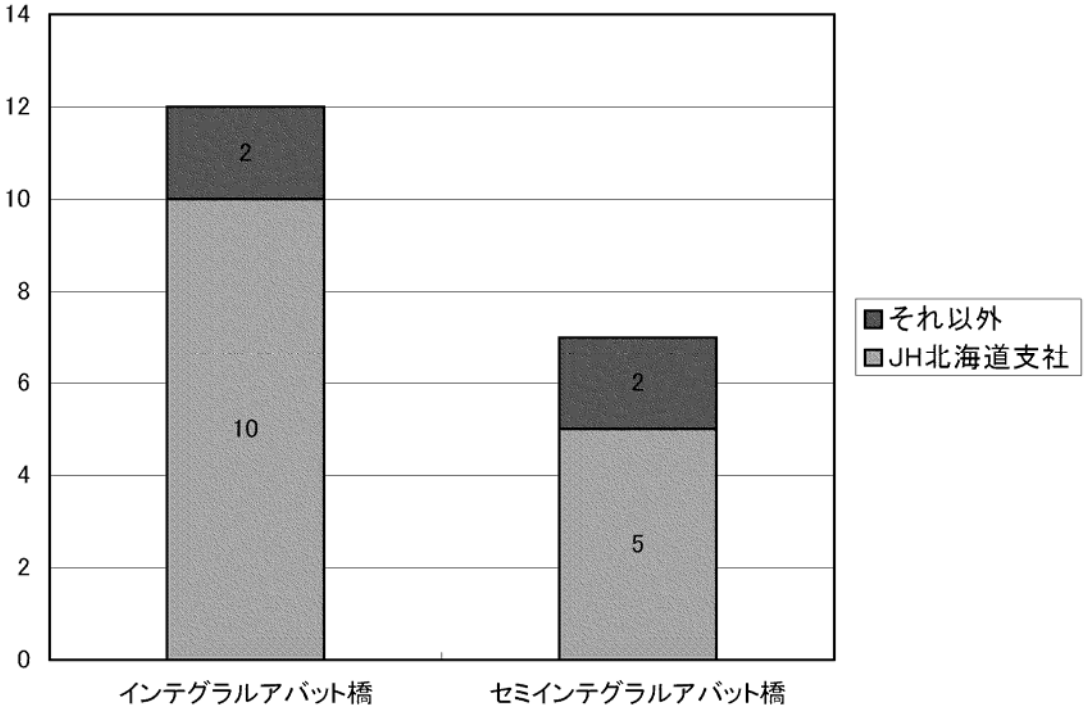


図 2.2　インテグラルアバット橋およびセミインテグラルアバット橋の採用地域

(2)上部工形式

橋台部ジョイントレス橋梁で採用されている上部工形式について整理する.図 2.3に示すように，鋼橋の実績は少なく（9 橋/93 橋＝9.7%），コンクリート橋の実績が多い（84 橋/93 橋＝90.3%）．上部工形式は適用支間により，概ね以下の通りに分類される.

1)鋼橋（表 2.3参照）

鋼橋は，少数桁を含め全てが鋼鈑桁である．インテグラルアバット橋については，参考文献 3)に準拠した橋梁の実績であり，橋長が 30m程度の単純桁である．一方，ポータルラーメン橋，両端固定橋では，橋長 50m程度の実績もあった.

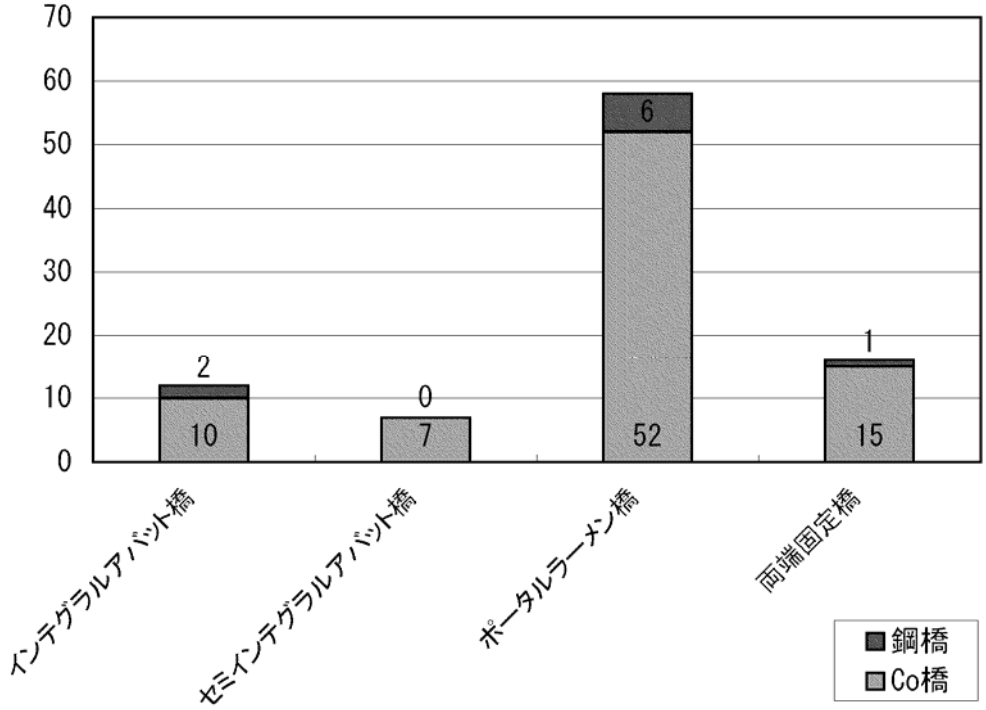


図 2.3　鋼橋とコンクリート橋（Co 橋）の採用数

表 2.3　鋼橋の上部工形式

上部工形式	橋台部ｼﾞｮｲﾝﾄﾚｽ構造形式	適用支間長
鋼鈑桁（少数桁を含む）	インテグラルアバット橋	約 30m
	ポータルラーメン橋 両端固定橋	40m～55m

2)コンクリート橋（表 2.4参照）

コンクリート橋では，適用支間長に応じて，RC 床版橋から PC/PRC 箱桁橋を採用しており，橋台部ジョイントレス構造形式の違いによる上部工形式の有意な差異はない．なお，インテグラルアバット橋，セミインテグラルアバット橋について，単径間では採用されていない．

表 2.4　コンクリート橋の上部工形式

上部工形式	適用支間長
PC／PRC 箱桁	40m～
PC／PRC 中空床版	20m～45m
PC／PRC 2 主版	20m～40m
PC 合成桁	30m～40m
PC プレテン桁	～25m
RC 床版橋	～20m

(3)橋長

橋台部ジョイントレス構造では，温度変化に伴う桁の伸縮に対応する機能である遊間や伸縮装置を省略しているため，上部工桁長が大きくなると温度変化に伴う桁の伸縮量も大きくなることから，その適用橋長に制限を設ける必要がある．

各橋台ジョイントレス構造形式について，適用範囲を確認するため，表 2.1，表 2.2に示す国内実績について，橋長とその平均橋長に対するばらつきをプロットしたものを図 2.4に示す．

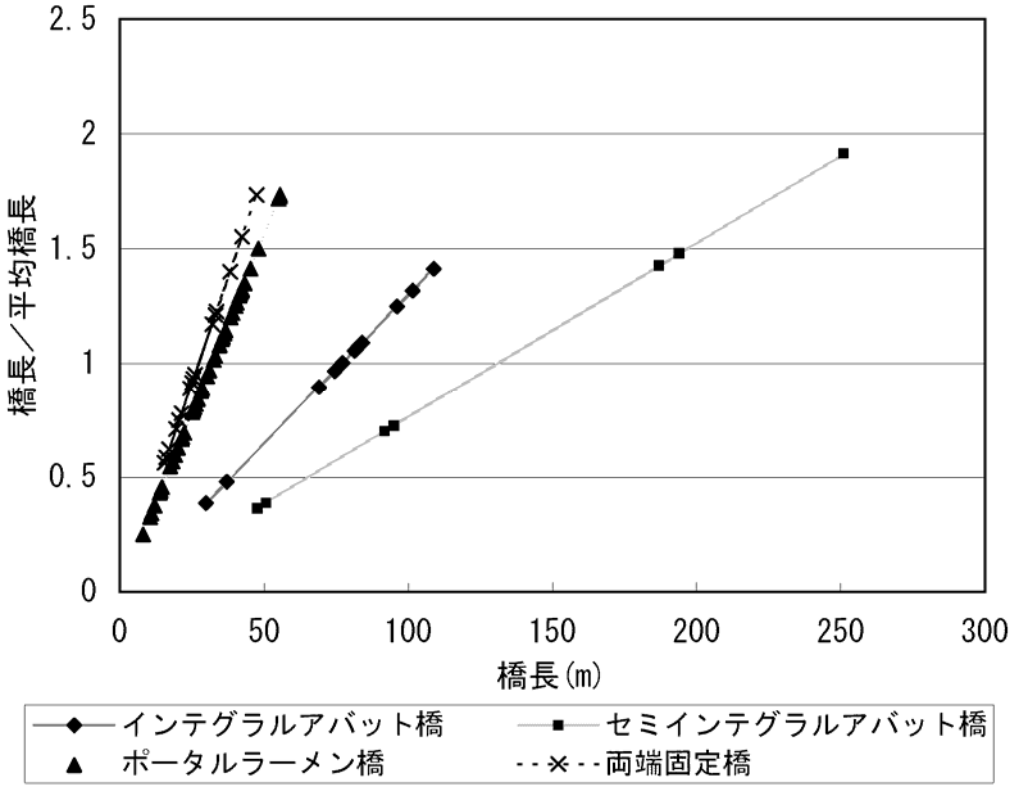


図 2.4　橋長とそのばらつきの分布

図 2.4より，以下のことがわかる．

- インテグラルアバット橋では，２つのグループに分類される．１つ目のグループは，JH北海道における実績であり，橋長が 100m前後の支間長が 30～40m程度の連続PC橋，２つ目のグループは，橋長が 30m程度の鋼単純鈑桁橋で参考文献 3)に準拠した実績である．
- セミインテグラルアバット橋は，橋長の採用範囲が 50m～250m と大きく，有意な傾向はみられない．ただし，橋長が 200m を越える事例では，路面舗装のひびわれが生じる等の不具合が確認されており，セミインテグラルアバット橋の適用橋長は，100m 以下と考えられる．

ポータルラーメン橋および両端固定橋については，図 2.4では，データの傾向の把握が難しいため，横軸を橋長 80m以下のデータを取り出した図 2.5により以下のことがわかる．

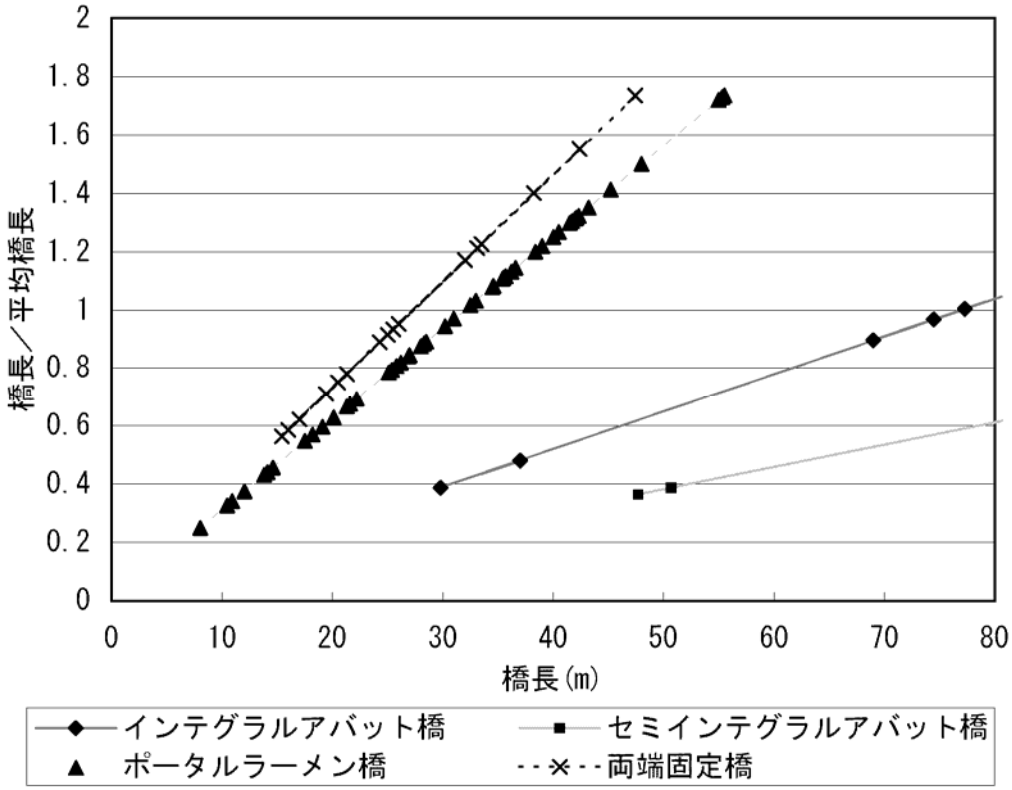


図 2.5　橋長とそのばらつきの分布（橋長 80m 以下）

- ポータルラーメン橋では，参考文献 4)において示されているPRCポータルラーメン橋の適用支間 20～50mに概ね準拠していることが確認できる．
- ポータルラーメン橋において，50m 超の事例は，それぞれ上部工形式が鋼鈑桁および PC 箱桁である．一方，20m 未満の事例では，RC 床版橋を採用している．
- 両端固定橋については，ポータルラーメン橋と同様，50m以下で採用されていることが確認できる．

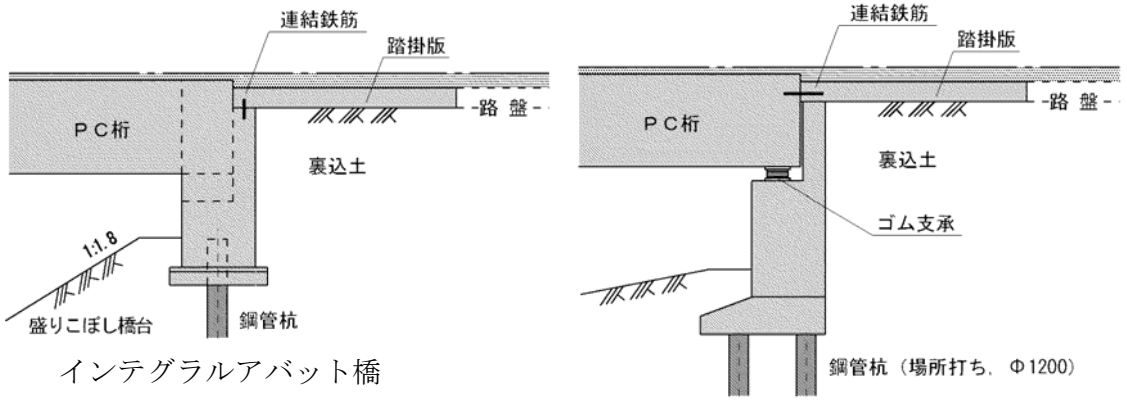
以上から，橋台部ジョイントレス構造の標準的な適用橋長は，表 2.5と考えられる．

表 2.5　橋台部ジョイントレス構造の適用橋長

橋台部ジョイントレス構造形式	適　用　橋　長
インテグラルアバット橋 セミインテグラルアバット橋	～100m
ポータルラーメン橋 両端固定橋	～50m

(4)設計手法

橋台部ジョイントレス構造に関する既存実績における設計手法について整理を行う．JH北海道で採用されたインテグラルアバット橋およびセミインテグラルアバット橋の構造を 図 2.6に示す．



インテグラルアバット橋

図 2.6　JH 北海道におけるインテグラルアバット橋とセミインテグラルアバット橋の構造

1)インテグラルアバット橋（JH 北海道）

JH北海道において，導入初期に設計・施工されたナイベコシナイ川橋[5)]の設計概要を参考として表 2.6，表 2.7に整理する．

表 2.6　インテグラルアバット橋の設計法（JH 北海道）その 1

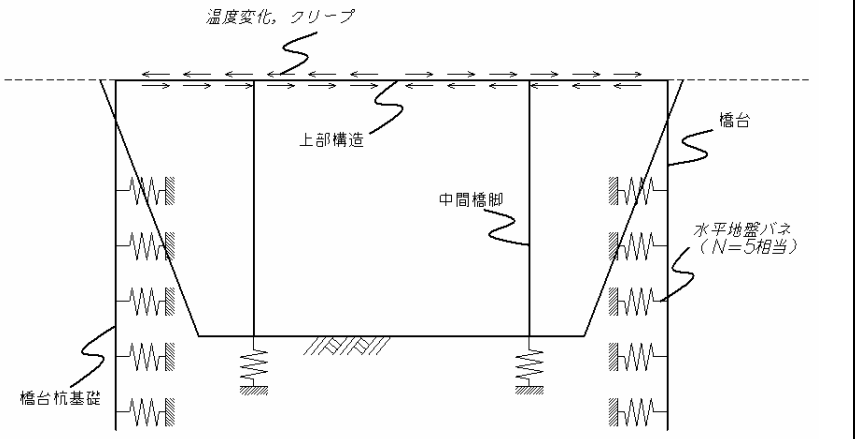
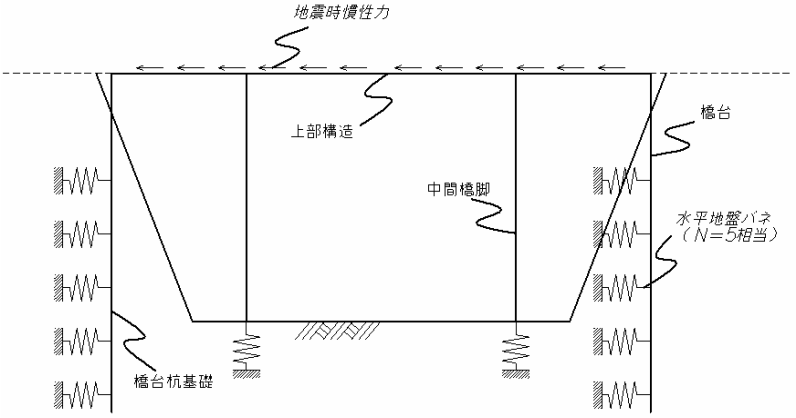
項　目		内　容
常時	モデル図	
	荷重	1)死荷重：上部構造，下部構造自重 2)活荷重 3)2 次応力：クリープ，乾燥収縮 4)温度荷重：上昇および下降 5)地盤変位荷重：橋台背面盛土による地盤変位 6)土　圧：考慮しない（橋台高が低いためと考えられる）
	抵抗部材	1)上部工：線形 2)下部工：線形 3)基礎工：橋脚（線形バネ），橋台（杭体：線形，水平地盤：受働土圧を上限とするバイリニア）
	照査項目	1)杭の支持力 2)水平変位（杭頭許容変位 15mm） 3)部材応力

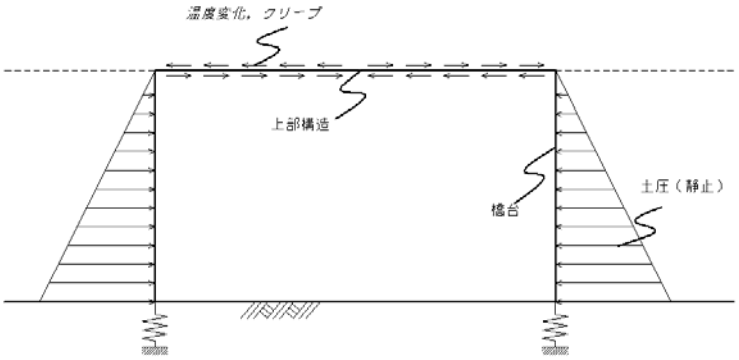
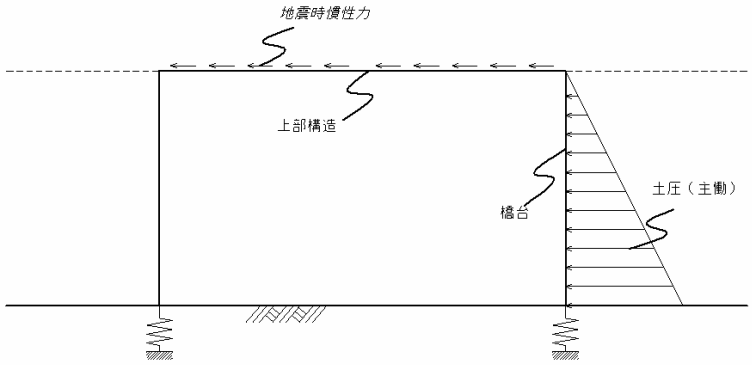
表 2.7　インテグラルアバット橋の設計法（JH 北海道）その 2

項　目		内　容
レベル 1	モデル図	 ※水平力の分担は，橋脚設計：橋脚のみ，橋台設計：橋脚＋橋台
	荷重	1)死荷重：上部構造，下部構造自重 2)2 次応力：クリープ，乾燥収縮 3)地盤変位荷重：橋台背面盛土による地盤変位 4)地震時慣性力：上部構造，下部構造自重に関する 5)土　圧：考慮しない（橋台高が低いためと考えられる）
	抵抗部材	1)上部工：線形 2)下部工：線形 3)基礎工：橋脚（線形バネ），橋台（杭体：線形，水平地盤：受働土圧を上限とするバイリニア）
	照査項目	1)杭の支持力 2)水平変位（杭頭許容変位 15mm） 3)部材応力
レベル 2	照査手法	・橋台背面盛土を含めたモデル化を行った動的解析によりレベル 1 設計で決めた断面で耐震性を満足することを確認
	照査項目	・動的解析の応答値（橋台，橋脚の曲げモーメント）が，橋台では常時およびレベル 1 地震時設計用の曲げモーメント，橋脚では保有水平耐力から求めた終局モーメント Mu を下回ることを確認

2)ポータルラーメン橋

設計要領 第 2 集[4)]の設計法について，表 2.8に整理する．なお，設計要領 第 2 集[4)]には，ポータルラーメン橋の構造特性から，施工順序を考慮した設計を行う旨の記述がある．

表 2.8　ポータルラーメン橋の設計法

項　目		内　容
常時	モデル図	
	荷重	1)死荷重：上部構造，下部構造自重 2)活荷重 3)2 次応力：クリープ，乾燥収縮 4)温度荷重：上昇および下降 5)土　圧：静止土圧（静止土圧係数 K_0＝0.25 および 0.5）
	抵抗部材	1)上部工：線形 2)下部工：線形 3)基礎工：線形バネ
	照査項目	1)杭の支持力 2)水平変位（杭頭許容変位 15mm） 3)部材応力
レベル 1	モデル図	
	荷重	1)死荷重：上部構造，下部構造自重 2)2 次応力：クリープ，乾燥収縮 3)地震時慣性力：上部構造，下部構造自重に関する 4)土　圧：加振方向（右→左）に主働土圧
	抵抗部材	1)上部工：線形 2)下部工：線形 3)基礎工：線形バネ
	照査項目	1)杭の支持力 2)水平変位（杭頭許容変位 15mm） 3)部材応力
レベル 2		・土による拘束があるため，大規模地震動の照査を行わなくてよいとしている． ・液状化の生じる恐れがある場合には，道示Ⅴ13 章より橋台基礎に非線形性を考慮して，過大な残留変位が生じないよう照査する．

3)両端固定橋

両端固定橋は，上下部工が固定支承により接続されており，道示の適用範囲内である．よって，上部構造からの支点反力を下部工（橋台）設計における上部工からの伝達荷重として入力して，上下部工を単独で設計すればよい（表 2.9，表 2.10参照）．

表 2.9　両端固定橋の設計法その 1

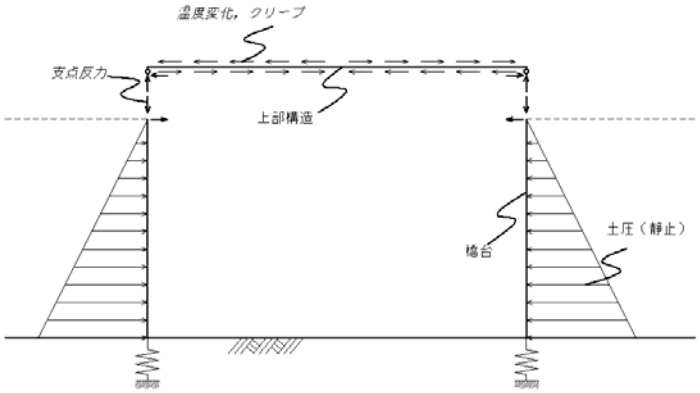
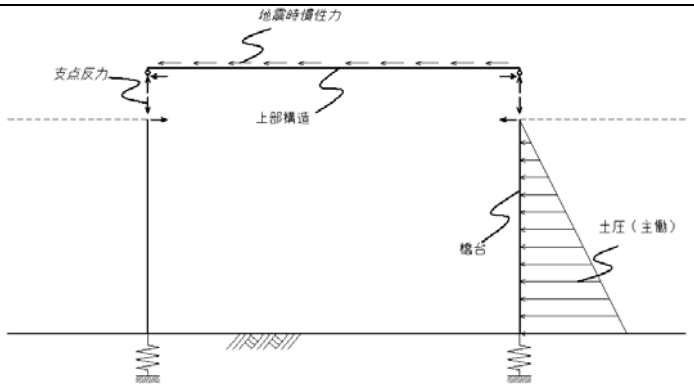
項　目		内　容
常時	モデル図	
	荷重	1)死荷重：上部構造（上部工反力），下部構造自重 2)活荷重 3)2 次応力：クリープ，乾燥収縮 4)温度荷重：上昇および下降 5)土　圧：静止土圧
	抵抗部材	1)上部工：線形 2)下部工：線形 3)基礎工：線形バネ
	照査項目	1)杭の支持力 2)水平変位（杭頭許容変位 15mm） 3)部材応力

表 2.10　両端固定橋の設計法その２

項　目		内　容
レベル１	モデル図	
	荷重	1)死荷重：上部構造，下部構造自重 2)2 次応力：クリープ，乾燥収縮 3)地震時慣性力：上部構造，下部構造自重に関する 4)土　圧：加振方向（右→左）に主働土圧
	抵抗部材	1)上部工：線形 2)下部工：線形 3)基礎工：線形バネ
	照査項目	1)杭の支持力 2)水平変位（杭頭許容変位 15mm） 3)部材応力
レベル２		・土による拘束があるため，大規模地震動の照査を行わなくてよいとしている． ・液状化の生じる恐れがある場合には，道示Ⅴ13 章より橋台基礎に非線形性を考慮して，過大な残留変位が生じないよう照査する．

2.3.3 代表的な損傷状況の整理

(1)インテグラルアバット橋

温度変化に伴う桁の伸縮による橋台竪壁の水平移動が原因と考えられる損傷が確認されている.

1)橋台背面舗装の損傷

温度変化に伴う桁の伸縮による橋台竪壁の水平移動により橋台背面土に沈下が生じ,橋台竪壁と踏掛版の境界部あるいは踏掛版と土工部の境界部の路面舗装にひびわれ損傷が生じている.

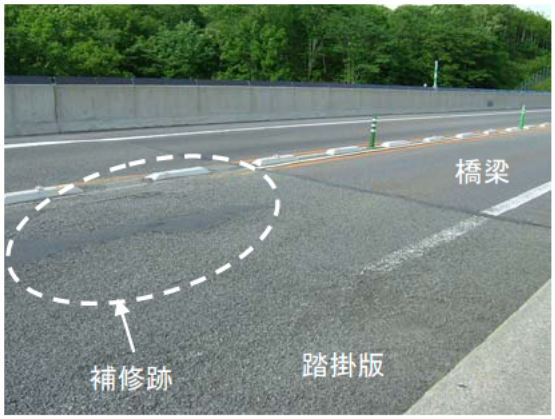


図 2.7　路面舗装の補修跡

舗装の補修跡を確認

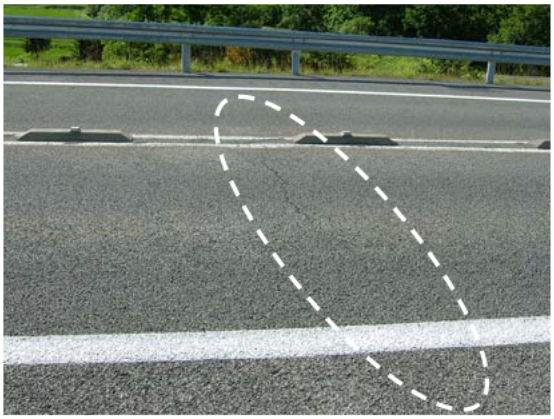


図 2.8　路面舗装のひびわれ

踏掛版端部位置におけるひびわれを確認

2)上部桁と橋台竪壁の結合部

上部桁の下床版端部より遊離石灰,錆汁の析出が確認されている.水の供給元は橋台背面からと考えられることから,上下部構造の剛結部の構造細目等の改良,橋台背面土の排水機能の向上が望まれる.



図 2.9　上部桁と橋台竪壁の接合部

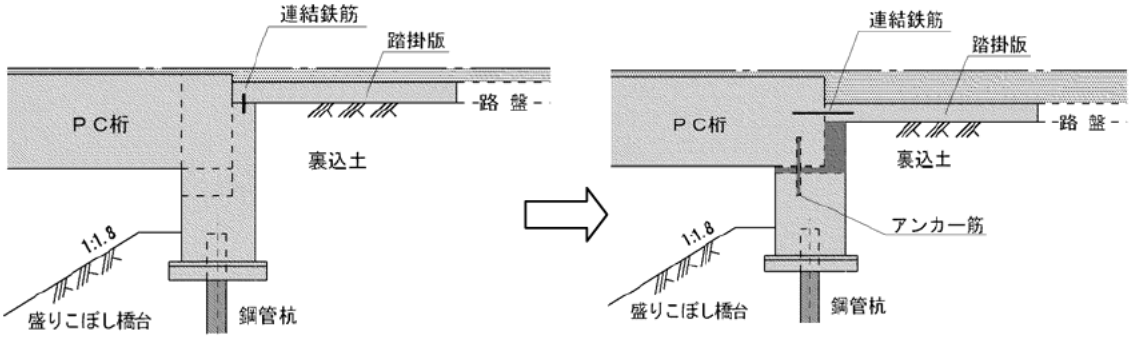


図 2.10　下床版端部よりの析出

遊離石灰および錆汁の析出

3)橋台胸壁と橋台竪壁の接合部

JH北海道のインテグラルアバット橋は，当初は上部桁と剛結となる橋台胸壁と杭と接合する橋台竪壁が一体構造であった．上部桁との結合部の施工は，２次応力の影響を低減させるため，約３ヶ月後に実施されていた．その後，工期短縮を目的として，橋座においてアンカーバーによる結合方法に変更された（図 2.11参照）．これにより，橋台胸壁の移動に橋台竪壁が干渉する結果となり生じたひびわれと考えられる．



［当初構造］　　［変更構造］

図 2.11 インテグラルアバット橋の上下部接続構造の変更



図 2.12　胸壁と竪壁の干渉



図 2.13　竪壁のひびわれ損傷

ひびわれより遊離石灰および錆汁の析出を確認

(2)セミインテグラルアバット橋

インテグラルアバット橋と同様に，温度変化に伴う桁の伸縮による橋台竪壁の水平移動が原因と考えられる損傷が確認された．

1)橋台背面舗装の損傷

温度変化に伴う桁の伸縮による橋台竪壁の水平移動により橋台背面土に沈下が生じ，橋台竪壁と踏掛版の境界部あるいは踏掛版と土工部の境界部の路面舗装にひびわれ損傷が生じている．



図 2.14　路面舗装の損傷



図 2.15　路面舗装の損傷

橋台背面と踏掛版の境界にて路面舗装の損傷が発生

2)桁端部の漏水

橋台胸壁の前面および側面に漏水が確認されている．水の供給元は橋台背面からと考えられることから，上下部構造の剛結部の構造細目等の改良，橋台背面土の排水機能の向上が望まれる．



図 2.16　橋台前面での漏水



図 2.17　橋台前面および側面での漏水

(3)ポータルラーメン橋

ポータルラーメン橋では，有意な損傷は確認されなかった．但し，橋長が 50m を越える橋において，竪壁コンクリートの打継目付近に温度変化に伴う桁の伸縮による水平ひびわれが発生したと考えられる．



図 2.18　橋台竪壁

竪壁前面および側面にわたりコンクリートの打継目付近に水平ひびわれを確認．なお，右の写真は，当該橋台の反対側の橋台で，竪壁前面に排水装置が設置されている．

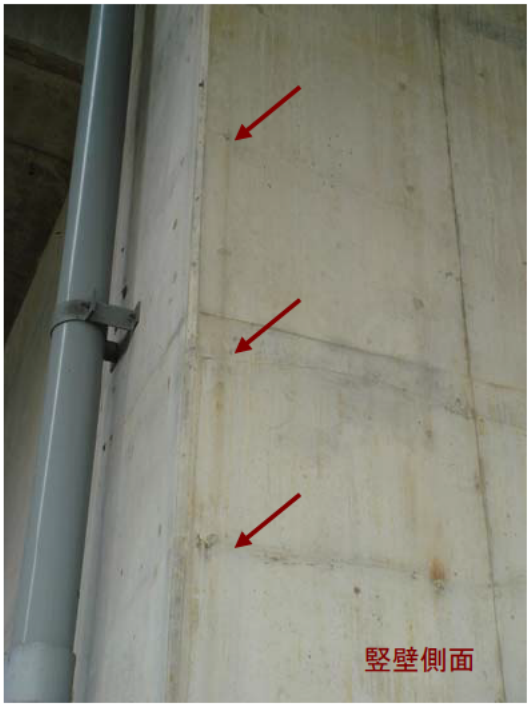


図 2.19　橋台竪壁の水平ひびわれ

3. 米国橋梁設計基準類の調査および現地調査

3.1 米国橋梁設計基準類の調査

3.1.1 調査の概要

平成17年度に現地視察を行った旧 日本道路公団 北海道支社管内におけるインテグラルアバット橋の実績は，ノージョイント化の思想を背景として米国で多くの実績があったインテグラルアバット橋を試験的に導入されたたものである．米国におけるインテグラルアバット橋の実績は多く，長期間にわたる供用実績があることから，その設計基準にはインテグラルアバット橋に関する知見が蓄えられていると考えられる．そこで，インテグラルアバット橋に関する米国の橋梁設計基準類について調査を行った．

3.1.2 調査対象の選定

インテグラルアバット橋に関する米国での統一的な設計基準は現在のところ整理されておらず，個々の道路管理者にて整備されているのが現状である．そこで，調査対象は，各州の交通局において整備されている橋梁設計基準とし，その中でも日本と同様に地震の発生リスクの高い州を選定することとした．

図 3.1に米国地質調査所[6)]が公開している米国地震ハザードマップを示す．これによると，米国での地震リスクの高い州は，主に西海岸沿いの州と東南部（アパラチア山脈周辺）の州に限定される．以上から，調査対象は以下の９州とした．

（１）ワシントン州（WA）　　：*http://www.wsdot.wa.gov/*

（２）オレゴン州（OR）　　：*http://www.oregon.gov/ODOT/*

（３）カリフォルニア州（CA）　　：*http://www.dot.ca.gov/*

（４）ミズーリ州（MO）　　：*http://www.modot.org/*

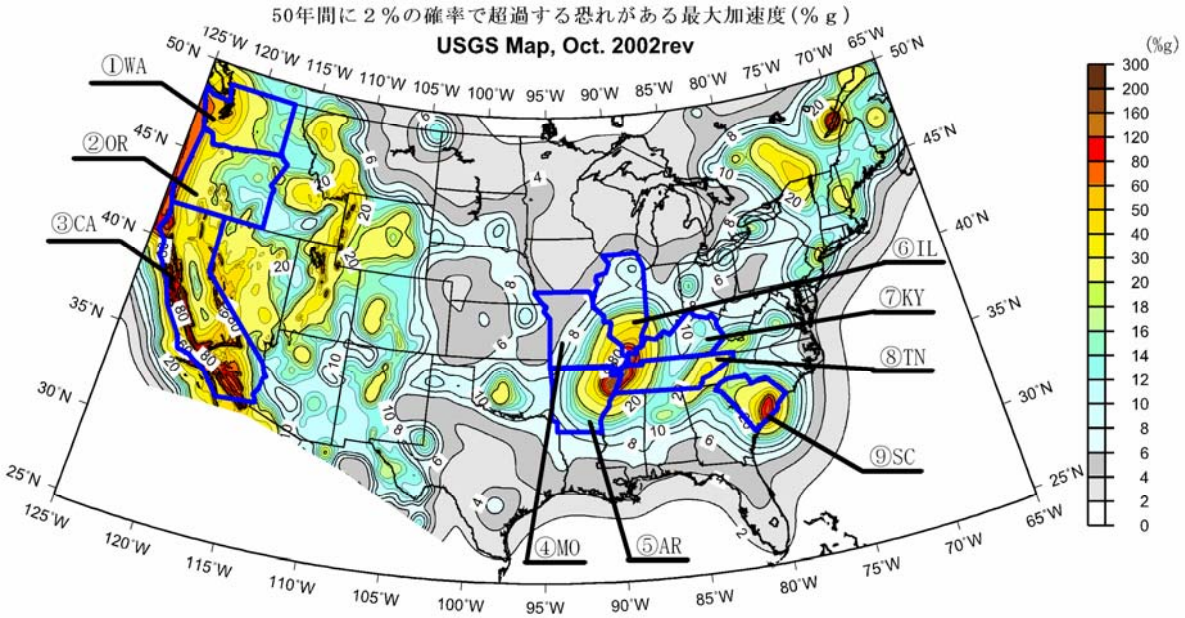


図 3.1　米国地震ハザードマップ[6)]（著者ら加筆）

（5）アーカンソー州（AR）　　：*http://www.arkansashighways.com/*

（6）イリノイ州（IL）　　：*http://www.dot.state.il.us/*

（7）ケンタッキー州（KY）　　：*http://www.transportation.ky.gov/*

（8）テネシー州（TN）　　：*http://www.tdot.state.tn.us/*

（9）サウスカロライナ州（SC）　　：*http://www.scdot.org/default.shtml*

2004 年に連邦高速道路局（Federal Highway Administration：FHWA）を中心にインテグラルアバット橋に関して行われた調査報告[1)]から米国全体の状況についても併せて整理する．

3.1.3 調査項目

前項で選定した 9 州の交通局の橋梁設計基準類から，インテグラルアバット橋に関して以下の項目について整理した．

（1）インテグラルアバット橋の採用可否

（2）適用範囲（橋長，斜角，水平移動量など）

（3）構造形式

（4）地震の影響の取扱い

（5）踏掛版

（6）橋台背面の排水装置

（7）橋台背面土の品質

（8）出典

3.1.4 調査結果

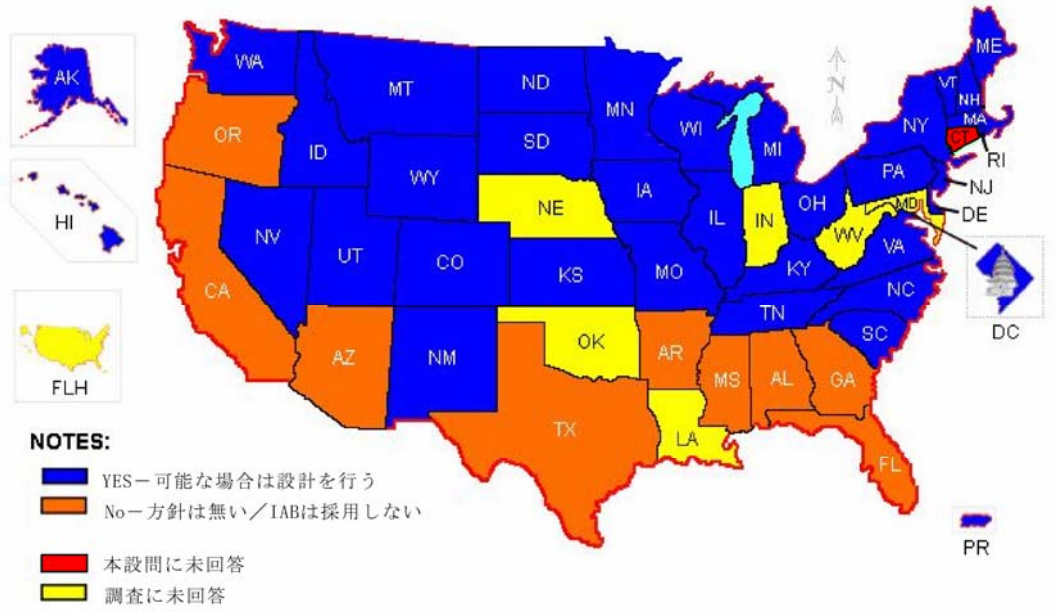
(1)インテグラルアバット橋の採用可否

調査した全ての州において，インテグラルアバット橋は採用されていた．米国全体では，北部地域において採用に積極的である（図 3.2参照）．これは，冬期に路面の凍結防止対策として，塩化カルシウムを散布することによる桁端部や支承の腐食損傷が著しいため，維持管理上の弱点を克服する必要性が高いからである．

(2)適用範囲

1)橋長

調査を実施した 9 州において，橋長によりインテグラルアバット橋の適用範囲を制限していることが確認できた州は，ミズーリ州，イリノイ州，サウスカロライナ州の 3 州であった（表 3.1参照）．一方，インテグラルアバット橋に関する全米調査[1)]では，インテグラルアバット橋の適用橋長は最大 198m（鋼橋），358m（PC橋）と報告されている（表 3.2参照）．



※ 3.6の米国調査では，オレゴン州（OR）の橋梁担当者は図の回答と異なり，「Yes－可能であれば設計を行う」と回答している．

図 3.2　インテグラルアバット橋に関する今後の採用可否 [1]（注釈を著者ら和訳）

表 3.1　橋長の適用範囲（９州）

州	橋　長(m)		備　考
	鋼橋	PC 橋	
ミズーリ州	183	274	ｲﾝﾃｸﾞﾗﾙｱﾊﾞｯﾄ橋のみ規定
イリノイ州	94	125	
サウスカロライナ州	73	91	

表 3.2　最大支間長・橋長の適用範囲（全米調査）[1]

構造形式	最大支間長(m)		橋　長(m)	
	鋼橋	PC 橋	鋼橋	PC 橋
ｲﾝﾃｸﾞﾗﾙｱﾊﾞｯﾄ橋	20～91	18～60	46～198	46～358
ｾﾐｲﾝﾃｸﾞﾗﾙｱﾊﾞｯﾄ橋	20～60	27～60	27～152	27～1000

2)斜角

調査を実施した９州において，斜角によりインテグラルアバット橋の適用範囲を制限していることが確認できた州は，ミズーリ州，イリノイ州，サウスカロライナ州の３州であり，値は，60°あるいは 45°であった（表 3.3参照）．一方，インテグラルアバット橋に関する全米調査 [1]では，表 3.4に示すように斜角がかなり小さい場合についても採用を許していることが判る．ただし，セミインテグラルアバット橋については，その制限はインテグラルアバット橋と比較して斜角の制限を厳しくしている．

表 3.3　斜角の適用範囲（９州）

州	斜角（°）
ミズーリ州	45
イリノイ州	60
サウスカロライナ州	60

表 3.4　斜角の適用範囲（全米調査）[1)]

構造形式	斜角（°）	
	鋼橋	PC 橋
インテグラルアバット橋	75～20	75～20
セミインテグラルアバット橋	60～50	70～45

3)水平移動量

調査を実施した９州において，水平移動量によりインテグラルアバット橋の適用範囲を制限していることが確認できた州は，カリフォルニア州とテネシー州の２州である．特に，カリフォルニア州では，踏掛版の有無により，有では±25mm（1in.），無では±13mm（0.5in）と使い分けられている（表 3.5参照）．1)橋長および 3)水平移動量による適用制限はともに，温度変化に伴う桁の伸縮により橋台天端の接合部にひびわれ等の重大な損傷が生じないための使用限界から規定されていると考えられる．なぜなら，温度変化時の橋台天端の水平移動量は，中間橋脚や基礎工の曲げ剛性も多少は影響するが，基本的に橋長，温度変化範囲，上部桁の線膨張係数の積により算出されるからである．

表 3.5　水平移動量の制限

州	水平移動量		照査位置
	踏掛版有	踏掛版無	
カリフォルニア州	±25mm（1in.）	±13mm（0.5in）	橋台天端
テネシー州	±25mm（1in.）	－	杭　頭

4)基礎構造

温度変化による桁の伸縮に対して橋台基礎が柔軟に変形できるように，インテグラルアバット橋では単列杭基礎の使用を求めている．杭材料としては，鋼管杭あるいはH形鋼杭を使用している州が多い．さらに，温度変化に対してより柔軟に変形可能なように，桁の伸縮方向（橋軸方向）に対してH形鋼杭を弱軸に向ける州が半数程度ある．この傾向は，米国全体の調査[1)]でも同様である（図 3.3参照）．

また，カリフォルニア州では，場所打ち杭（CIDH 杭 : Cast-in Drilled Hole 杭）が温度変化による桁の伸縮を拘束するため，インテグラルアバット橋への適用については，①拘束を考慮した設計，②基礎と橋台竪壁の間にジョイントを設けるといった対策を求めている．

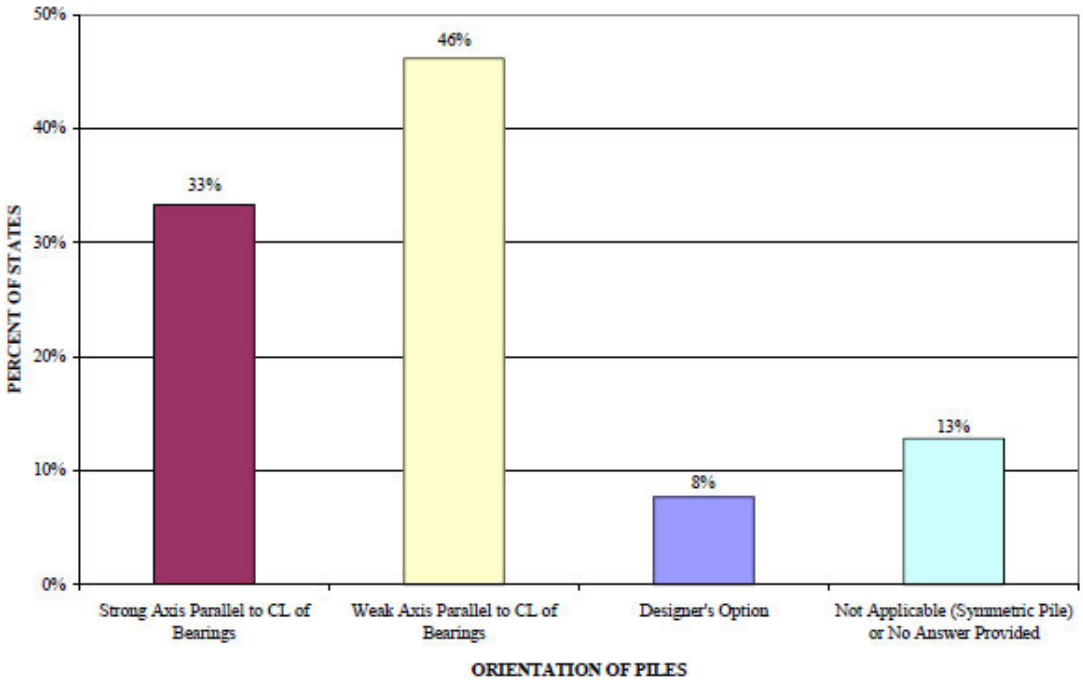


図 3.3　H形鋼杭を採用している場合の杭の配置方向 [1)]

(3)構造形式

インテグラルアバット橋の構造形式は，カリフォルニア州を除き，概ね各州で同様である．カリフォルニア州では，地震時において橋台背面の受働抵抗を見込んでいるため，橋台竪壁高が他の州と比較して高くなっている．その他の州では，橋台背面土による土圧が可能な限り作用しないように橋台高を低くする傾向が見られる．

一方で，セミインテグラルアバット橋については，インテグラルアバット橋に不可欠な柔軟な杭基礎の採用が困難な場合に適用されているため，実績がインテグラルアバット橋と比較して少なく，各州で比較的特徴のある形式が採用されている．

各州におけるインテグラルアバット橋およびセミインテグラルアバット橋の標準構造を以下に示す．

1)ワシントン州 [7)]（図 3.4参照）

インテグラルアバットに相当する橋台形式は，杭キャップ橋台（Pile Cap Abutment），セミインテグラルアバットに相当する橋台形式は，スタブ橋台（Stub Abutment）あるいは片持ち梁式橋台（Cantilever Abutment）として定義されている．

2)オレゴン州 [8)]（図 3.5参照）

インテグラルアバットに相当する橋台形式は，ワシントン州と同様に杭キャップ橋台（Pile Cap Abutment）として定義されている，上下部工の連結方法を，剛結構造とする場合とヒンジ構造とする場合の２形式が示されている．ただし，セミインテグラルアバットに関する標準構造は示されていない．

3)カリフォルニア州[9]（図 3.6参照）

インテグラルアバットに相当する橋台形式は，ダイヤフラムアバット（Diaphragm Abutment）として，橋台竪壁と杭を剛結した場合とジョイントを設置した場合の２ケースを定義している．

ただし，セミインテグラルアバットに関する標準構造は示されていない．

4)ミズーリ州[10]（図 3.7参照）

橋台（Abutment）を End Bent と表現しており，Integral End Bent と称する橋台形式が定義されている．鋼桁と PC 桁の場合の接続部の構造図が示されている．ただし，セミインテグラルアバットに関する標準構造は示されていない．

5)イリノイ州[11]（図 3.8参照）

インテグラアバットおよびセミインテグラルアバットの標準構造図が示されている．

6)テネシー州[12]（図 3.9参照）

鋼橋のインテグラルアバット橋のガイドラインにおいて，鋼桁と橋台との接続構造と併せて，標準構造図が示されている．鋼桁と橋台竪壁との接続は，アンカーボルトあるいはゴムパッド沓を用いて杭キャップ上に鋼桁を架設した後，竪壁と鋼桁一体打設により接合する．

7)サウスカロライナ州[13]（図 3.10参照）

インテグラアバットおよびセミインテグラルアバットの標準構造図が示されている．セミインテグラルアバットでは，支承の水平移動に対して，橋台竪壁と杭キャップの間に「Bond Breaker」と呼ばれる構造が導入されており，移動に追随させている．

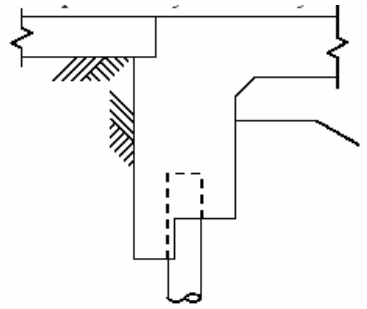
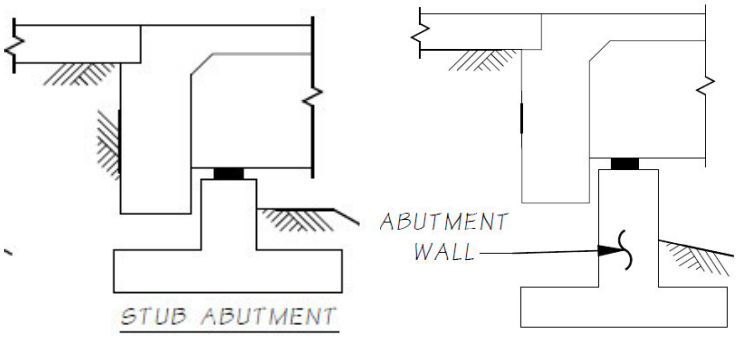
インテグラルアバット	セミインテグラルアバット
	

図 3.4　ワシントン州におけるインテグラルアバットの構造 [7)]

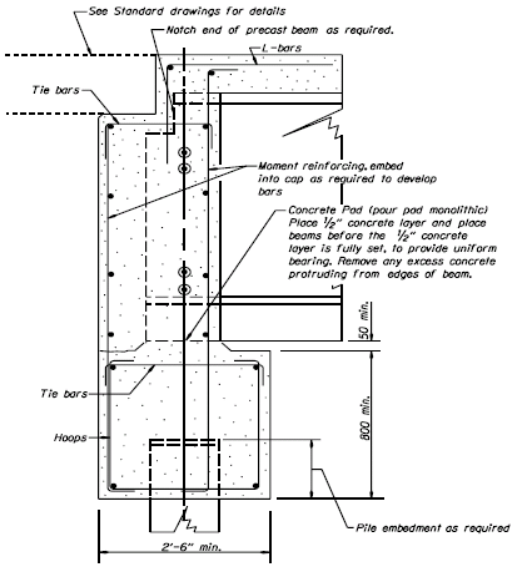
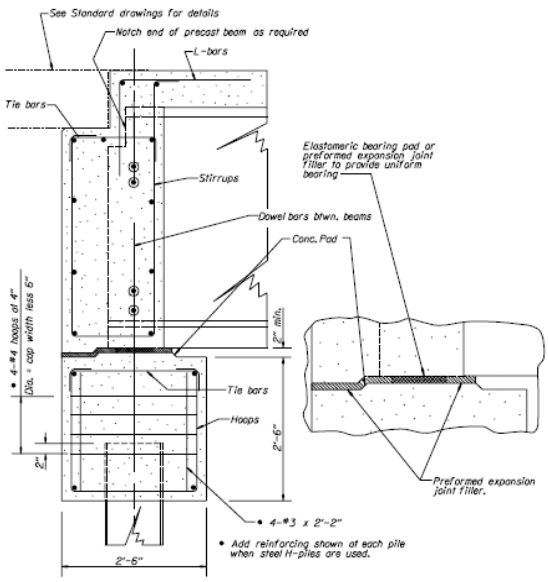
上下部工の連結方法：剛結	上下部工の連結方法：ヒンジ結合
	

図 3.5　オレゴン州におけるインテグラルアバットの標準構造 [8)]

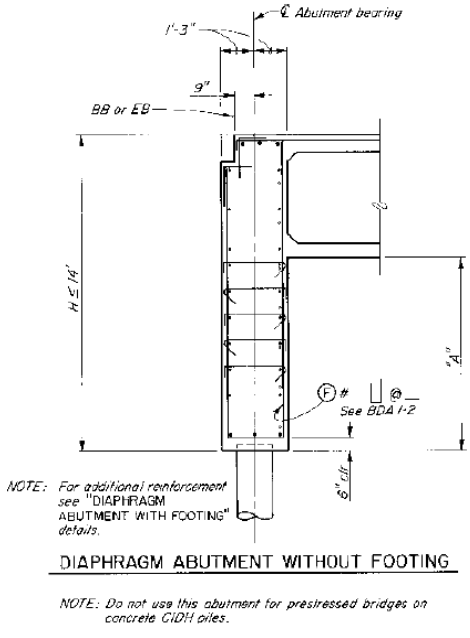
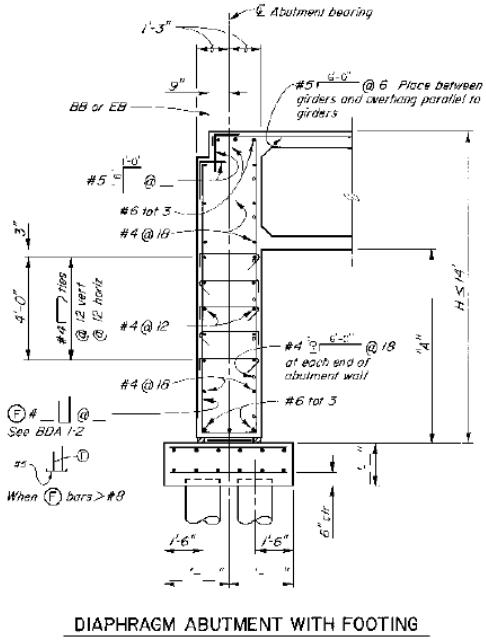
橋台竪壁と杭を剛結した場合	橋台竪壁と杭を分離した場合
	

図 3.6　カリフォルニア州におけるインテグラルアバットの標準構造 9)

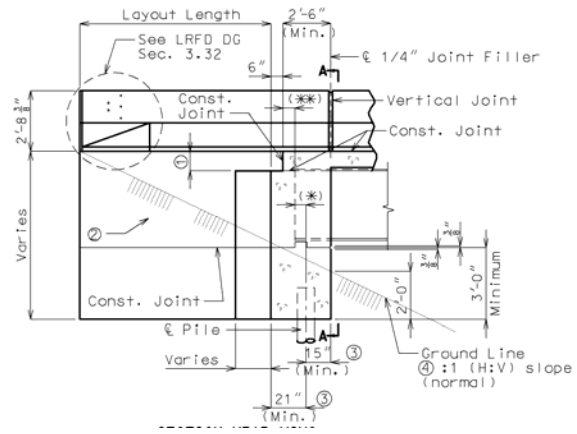
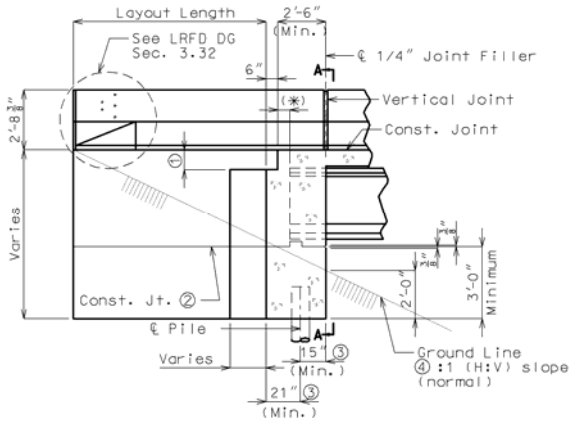
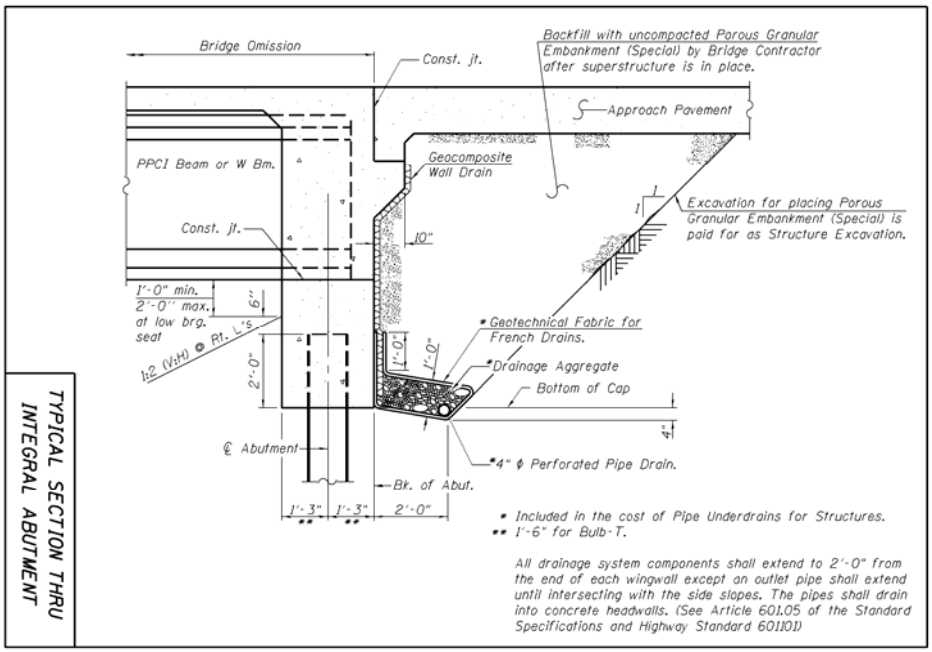
鋼桁の場合のエンドベント	PC 桁の場合のエンドベント
	

図 3.7　ミズーリ州におけるインテグラルアバットの標準構造 10)

インテグラルアバット



セミインテグラルアバット

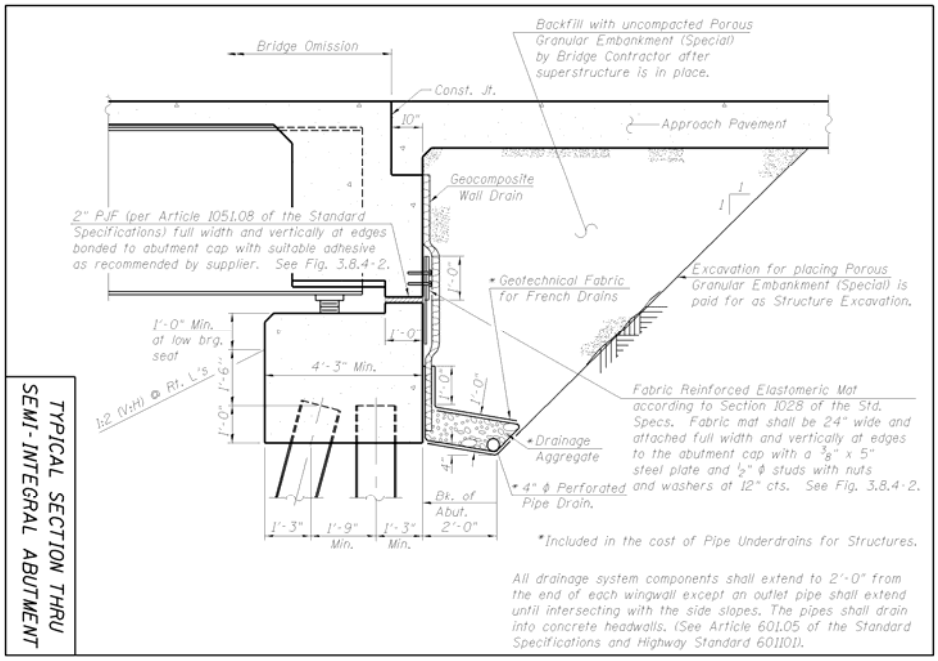


図 3.8　イリノイ州におけるインテグラルアバットの標準構造 11)

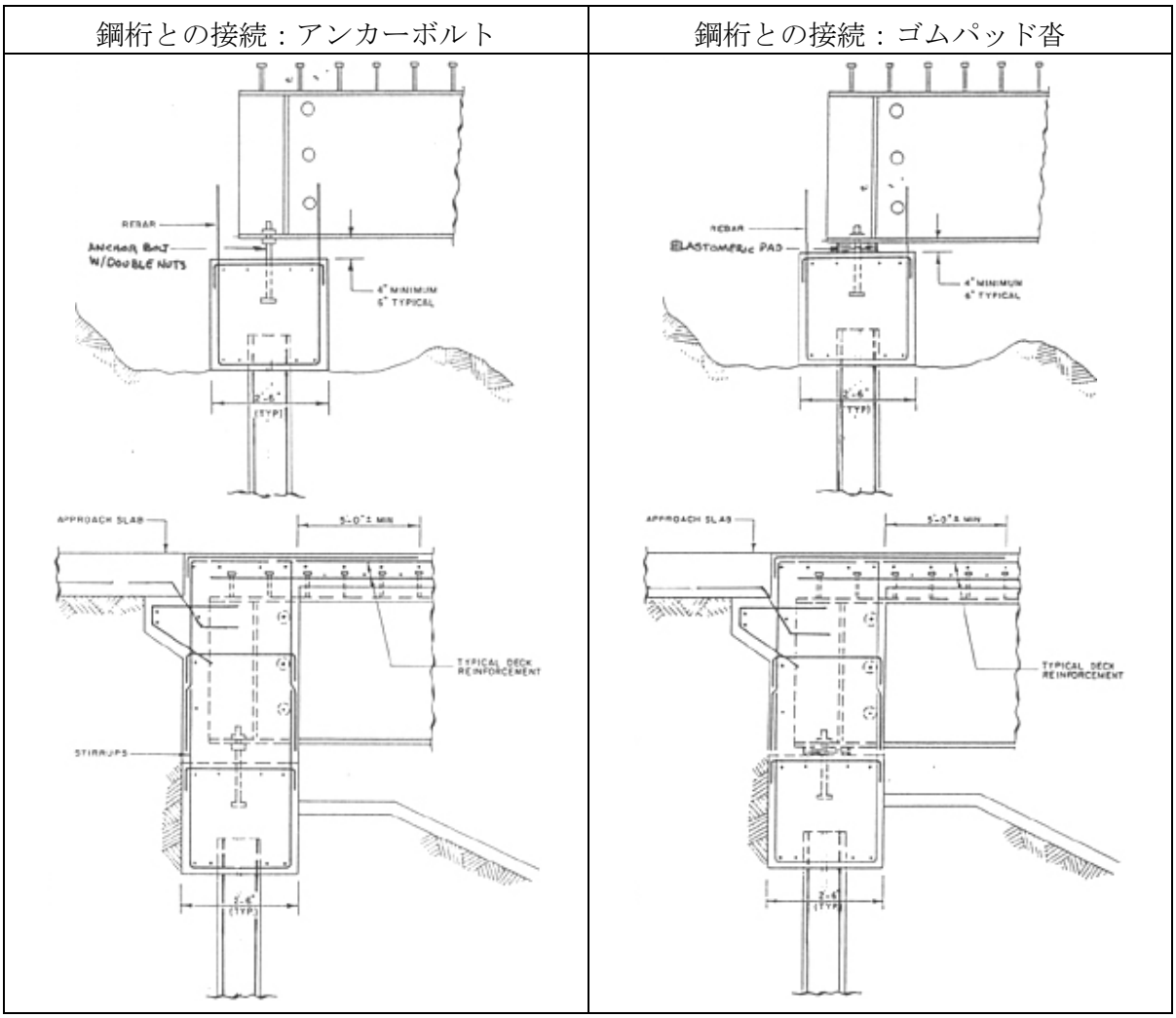


図 3.9　テネシー州におけるインテグラルアバットの構造 [12)]

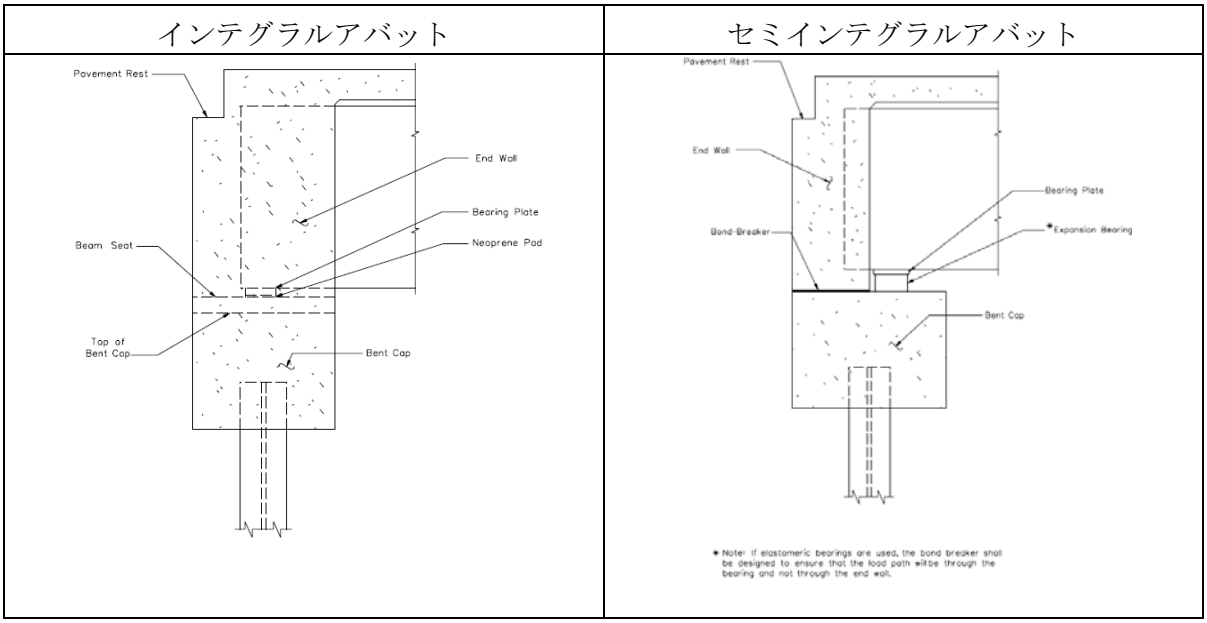


図 3.10　サウスカロライナ州におけるインテグラルアバットの構造図 [13)]

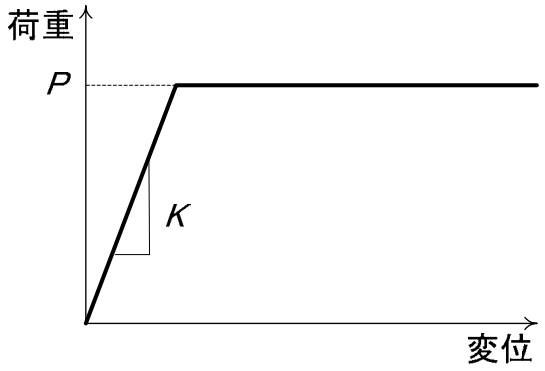
(4)地震の影響の取扱い

地震の影響の取扱いについては，地震の発生頻度が米国内で最も高いと想定されるカリフォルニア州から整理する．

1)カリフォルニア州[14)]

地震の影響によって，落橋に至らない範囲で橋台部に損傷が生じることを許容する耐震思想を有している．また，地震時慣性力を負担する部材として橋台背面土の受働抵抗に期待する設計を採用しており，受働抵抗面積を確保する必要があるため，橋台竪壁高を大きくしている．

設計で用いる橋台背面土の受働抵抗は，カリフォルニア州デービス大学における実物大試験結果[15)]を元に定式化されたバイリニア型のＰ－δ関係式を採用している（図 3.11参照）．実橋においては，設計で想定した受働抵抗が発揮されるように，背面土の締固め度の管理を行っている（背面土の締固め度 95%）．



初期剛性

$$K = K_i \times w_{dia} \times \left(\frac{h_{dia}}{1.7} \right)$$

最大受働抵抗

$$P = A_e \times 239(kPa) \times \left(\frac{h_{dia}}{1.7} \right)$$

$$A_e = w_{dia} \times h_{dia}$$

$$K_i = 11.5 \quad \left(\frac{kN/mm}{m} \right)$$

ここに，

K_i: 盛土の初期剛性，w_{dia}: 橋台幅(mm)，h_{dia}: 橋台高(mm)

A_e: 受働抵抗面積(mm^2)

$(h_{dia}/1.7)$：橋台高係数，デービス大学での試験体の橋台高 1.7m に関する補正

図 3.11　橋台背面の受働抵抗

斜橋の場合の橋台背面土の受働抵抗に寄与する橋台幅 w_{dia} は，地震の影響の作用方向に直交する面への投影幅を採用している（図 3.12参照）．

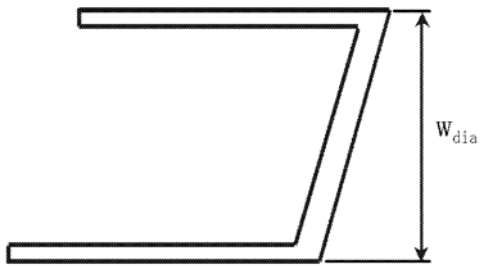


図 3.12　斜橋の場合の有効橋台幅

2)ワシントン州 [7)]

耐震設計については，カリフォルニア州交通局（Caltrans）の耐震基準に準拠する旨の記述がされている．地震時変位により上部桁が竪壁に衝突しない（地震時の変位に対して，十分な遊間が確保されている）場合には，橋台背面土の受働抵抗を考慮する必要はなく，インテグラルアバット橋のように上部桁の地震時変位が竪壁に影響を与える場合には，考慮する必要があるとしている．橋台背面土の受働抵抗のモデル化については，上述のバイリニアモデルを採用している．

3)オレゴン州 [8)]

耐震設計については，AASHTO（米国全州道路運輸行政官協会）の設計基準に従うとしており，橋台の竪壁高が大きい場合には地震時の橋台背面土の受働抵抗が大きくなるため，受働抵抗を考慮した設計を行うとしている．

4)その他の州

ミズーリ州，イリノイ州においても耐震設計に関しては，AASHTO（米国全州道路運輸行政官協会）の設計基準に従うとしているが，インテグラルアバット橋を特に対象した記述ではなかった．

(5)踏掛版

踏掛版については，多くの州において標準図が作成されており，詳細構造が規定されている．橋台竪壁と踏掛版の接続には，鉄筋等を用いるのが一般的であるが，その配置方向は，垂直／水平／45 度方向と多岐にわたる（表 3.6参照）．オレゴン州においても，鉄筋はせん断耐力に劣るため，垂直配置は現在使用されていない．橋台背面土の沈下への配慮から，水平あるいは４５度方向が選択されている．

表 3.6　橋台竪壁と踏掛版の接続筋の配置方向

州	WA	OR	CA	MO	TN	SC
配置方向	水平	垂直	水平	水平	45 度	45 度

以下に踏掛版の詳細構造について示す．

1)ワシントン州（図 3.13参照）

セミインテグラルアバット橋の標準構造が示されている．橋台竪壁と踏掛版の接続には，アンカーロッドを水平に配置し，橋台竪壁側はコンクリートに定着させるが，踏掛版側は，温度変化による桁の伸縮に対応するためのポリスチレンゴムを設ける構造を採用している．また，踏掛版と土工部舗装との接続には，ダウエルバーを配置している．

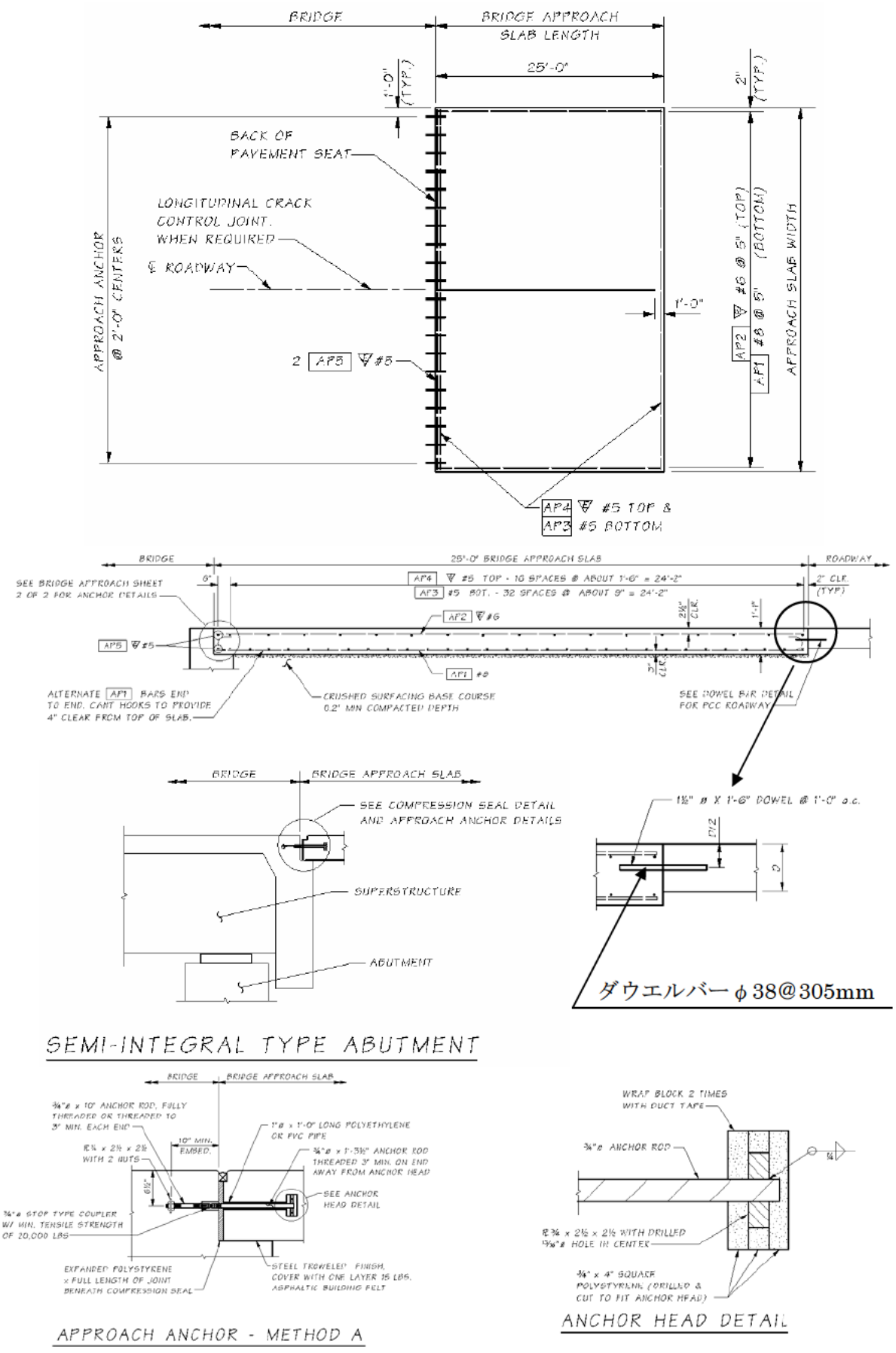


図 3.13　ワシントン州における踏掛版の標準構造 7)

2)オレゴン州（図 3.14参照）

橋台竪壁と踏掛版の接続は，ダウエルバーを鉛直方向に配置し，踏掛版内に半円形フックをつけて定着させる構造としている．

3)カリフォルニア州（図 3.15参照）

橋台竪壁（Diaphragm Abutment）と踏掛版の接続には，鉄筋を水平方向に配置し，橋台竪壁に直角フックで定着させる構造としている．温度変化による桁の伸縮に対応するために，橋台竪壁と踏掛版との接続部から踏掛版側に鉄筋とコンクリートの未定着区間を，300mm 設けている．また，踏掛版と土工部舗装との接続には，踏掛版の沈下を抑制し，水平移動を吸収させるため，枕版（Sleeper Slab）を設置している．

4)ミズーリ州（図 3.16参照）

橋台竪壁と踏掛版の接続には，鉄筋を水平方向に配置し，踏掛版と土工部舗装の接続部には，枕版が配置されている．

5)テネシー州（図 3.17参照）

橋台竪壁と踏掛版の接続には，鉄筋を 45 度方向に配置し，踏掛版と土工部舗装の接続部には，枕版が配置されている．

6)サウスカロライナ州（図 3.18参照）

橋台竪壁と踏掛版の接続には，鉄筋を 45 度方向に配置し，踏掛版と土工部舗装の接続部には，枕版が配置されている．

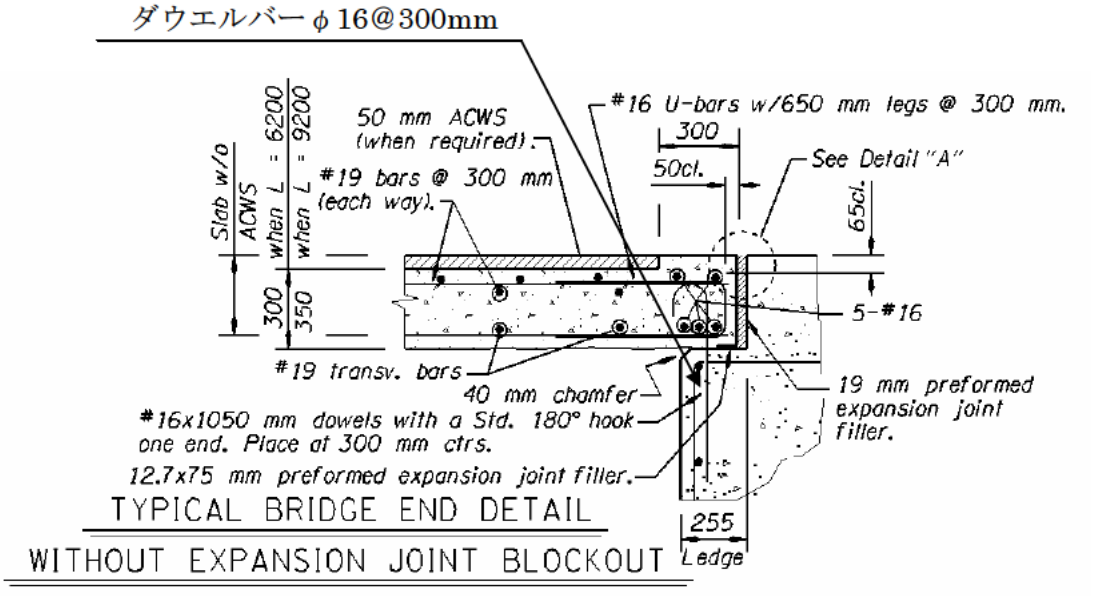


図 3.14　オレゴン州における踏掛版の標準構造 16)

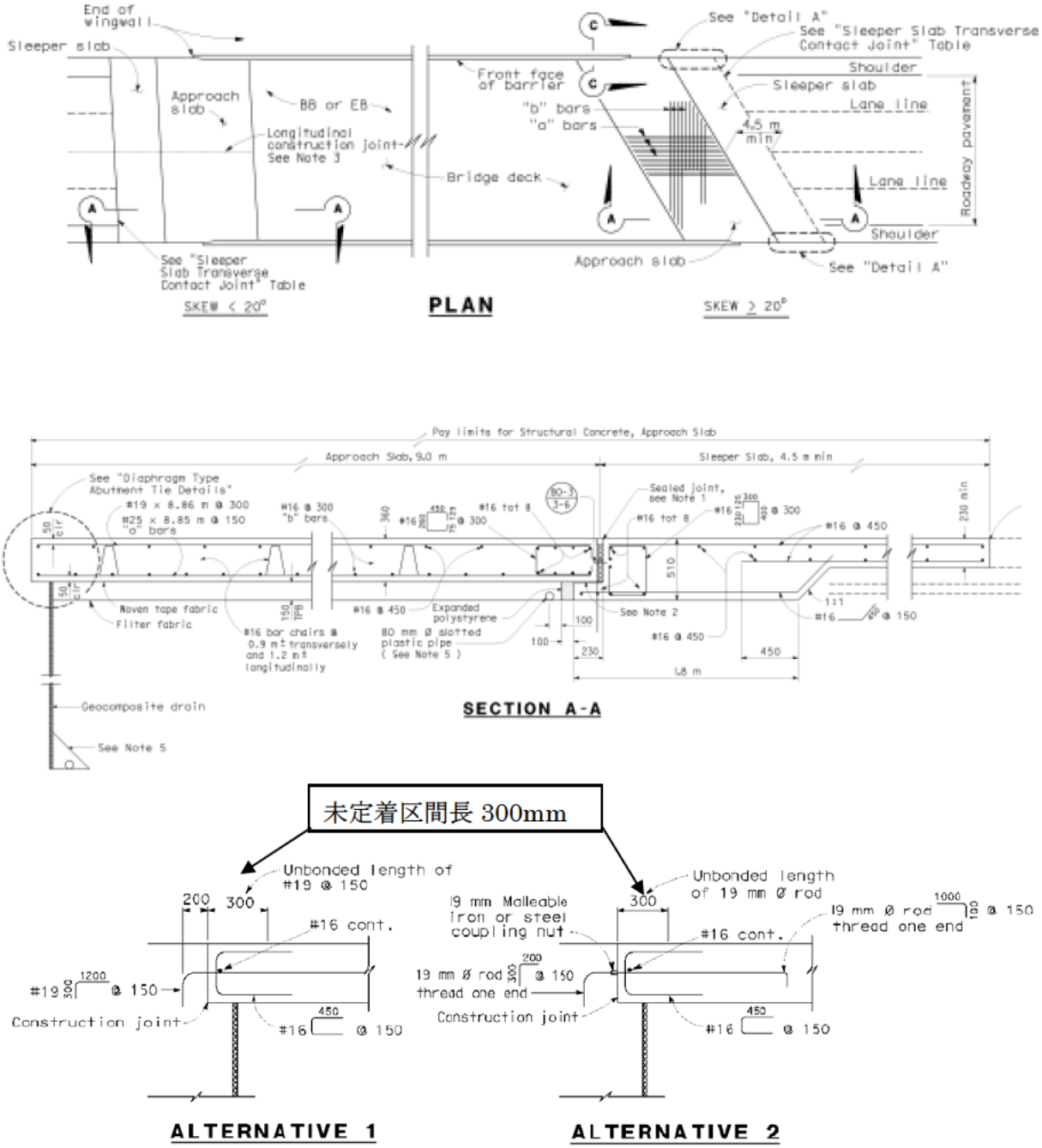


図 3.15　カリフォルニア州における踏掛版の標準構造 [17)]

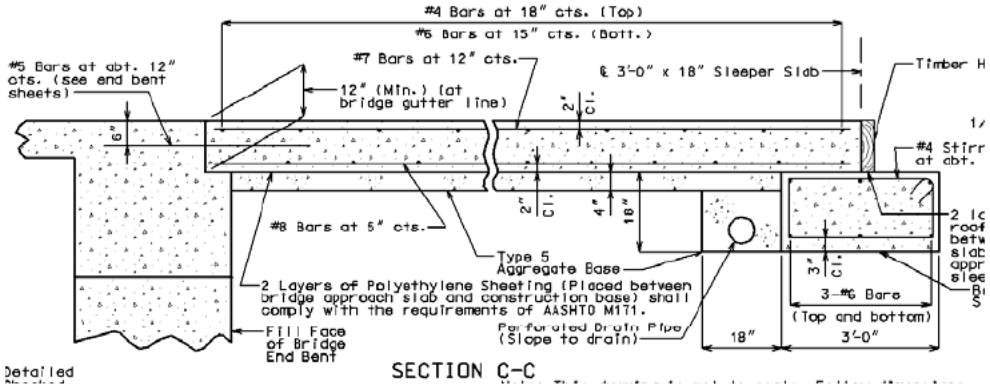


図 3.16　ミズーリ州における踏掛版の標準構造 [18)]

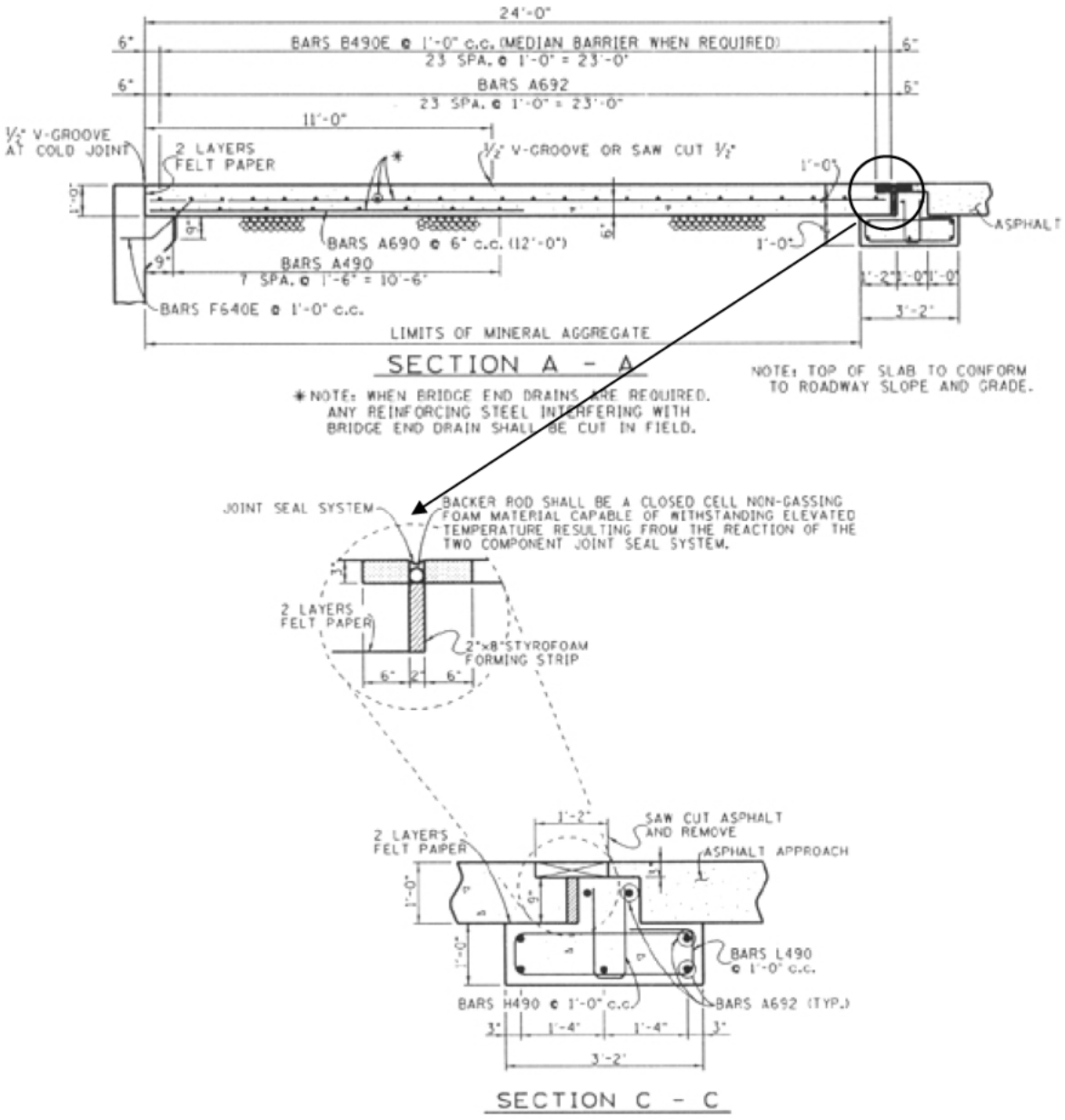


図 3.17　テネシー州における踏掛版の標準構造 [12)]

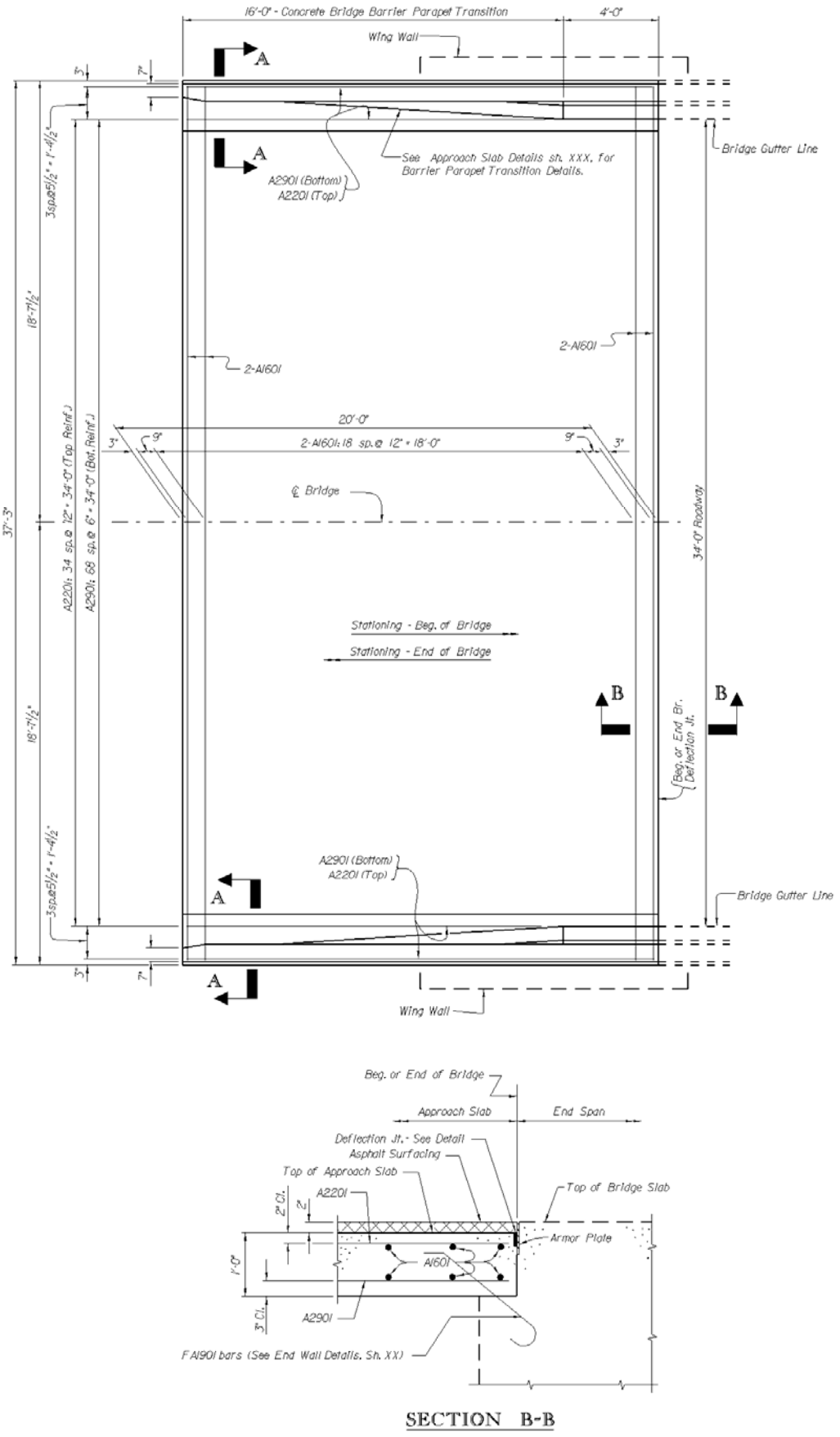


図 3.18　サウスカロライナ州における踏掛版の標準構造 [19)]

(6)橋台背面の排水装置

橋台背面土の排水装置が不十分な場合には，背面土の流出や水圧により，設計で想定していた橋台背面土の受働抵抗が発揮されない恐れがあるため，橋台裏込排水装置は重要な施設である．具体的な排水構造を提示している州について下記に示す．

1)ワシントン州（図 3.19参照）

セミインテグラルアバット橋に関する排水装置が示されている．橋台底版上に砕石を敷き，その中に排水管を敷設し，さらに橋台前面側に水抜き孔を設置することにより，橋台背面土への浸透水を排水させる構造となっている．

2)カリフォルニア州（図 3.20参照）

橋台竪壁および翼壁の内側および踏掛版下面に透水マット（Geocomposite Drain）を配置し，さらに橋台竪壁基部の底版上に浸透性材料を敷設して，その中に孔あき管を配置する構造としている．この孔あき管から橋台裏込土内に浸透した雨水を排水させる構造となっている．

3)ミズーリ州（図 3.21参照）

橋台竪壁背面にドレインコア（Drain Core）と呼ばれる透水マットを設置して，橋台竪壁基部まで導水し，基部に孔あき管を横断方向に配置して，橋台裏込土内に浸透した雨水を排水させる構造となっている．

4)イリノイ州（図 3.22参照）

橋台背面から離隔 1m の位置に横断方向に配置したφ160 孔あき管で橋台裏込土内に浸透した雨水を排水させる構造となっており，孔あき管の 600×600 の範囲に多孔質な砂利を敷設して，それを透水マットで巻きたてる構造となっている．

ただし，橋長が 30m 未満の橋梁では省略される．

5)テネシー州（図 3.23参照）

踏掛版下面および翼壁に沿って最小 150mm の砕石の層を設け，その下端に導水用の孔あき管を設置して，橋台裏込土内に浸透した雨水を排水させる構造となっている．

6)サウスカロライナ州（図 3.24参照）

橋台背面の裏込土は締固めを行わない砕石とし，橋台基部に孔あき管を横断方向に配置して，橋台裏込土内に浸透した雨水を排水させる構造となっている．横断管には，0.5%以上の勾配を設けることを規定している．

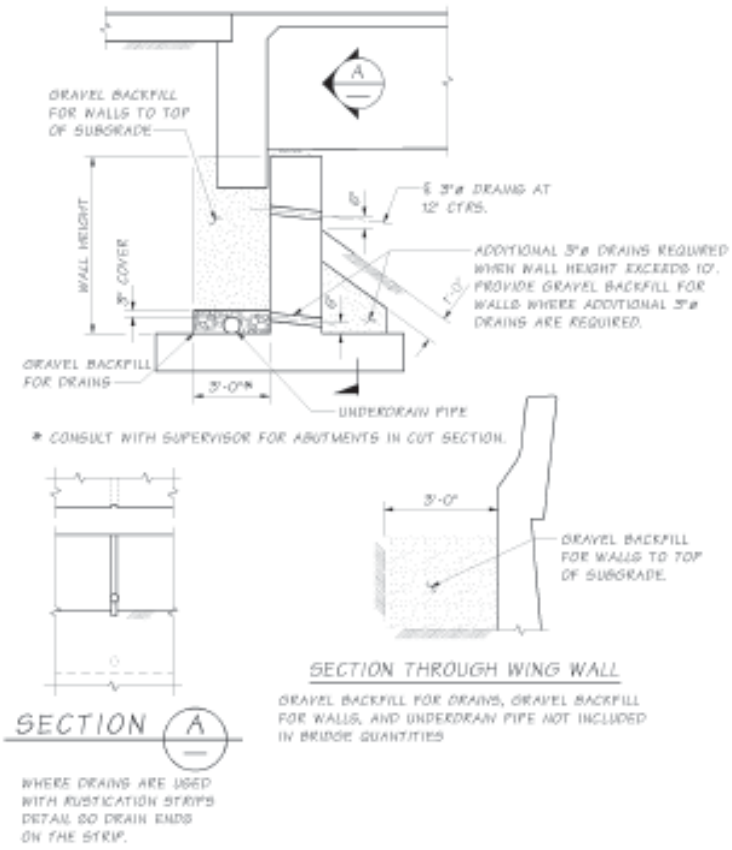


図 3.19　ワシントン州における排水構造 [7)]

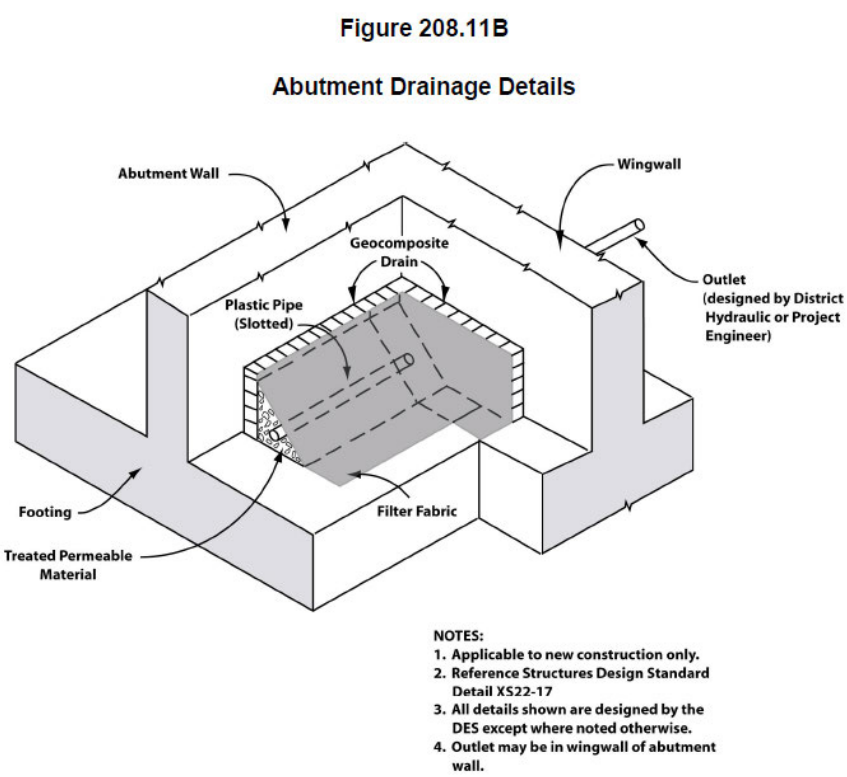


図 3.20　カリフォルニア州における排水構造 [20)]

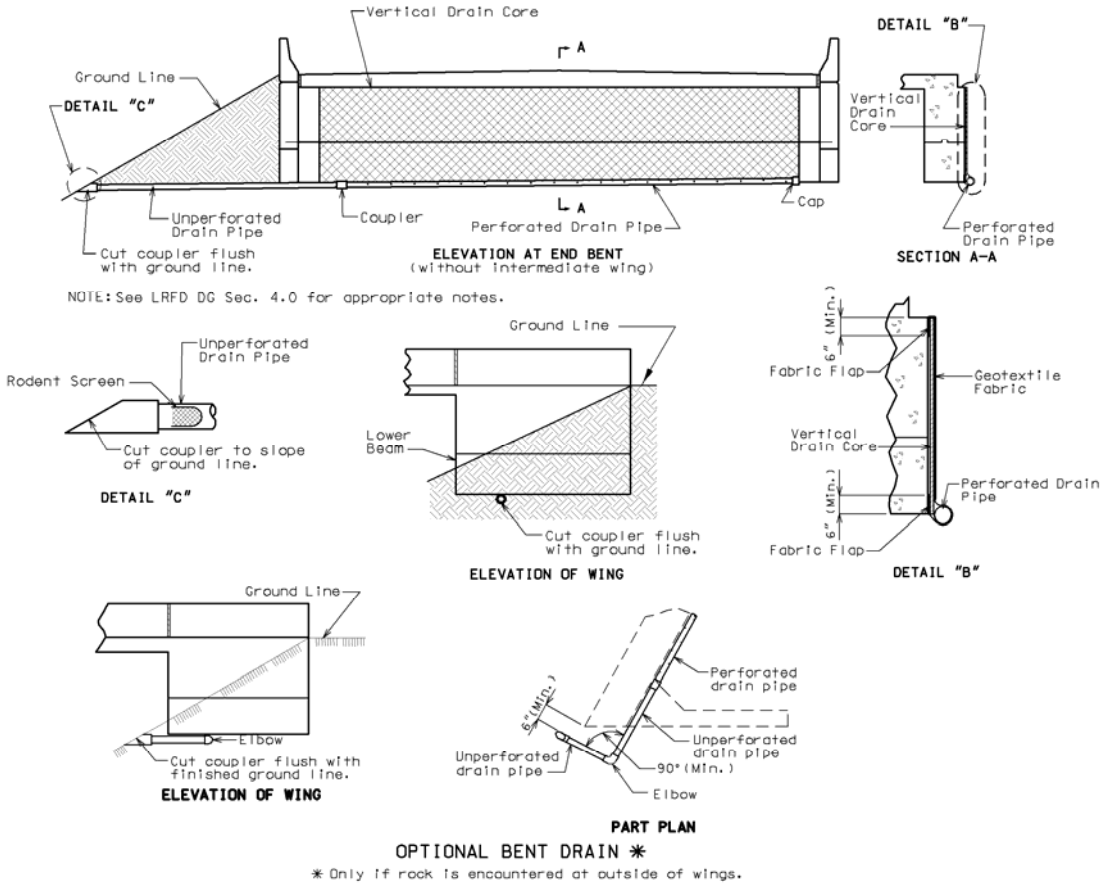


図 3.21　ミズーリ州における排水構造 [10)]

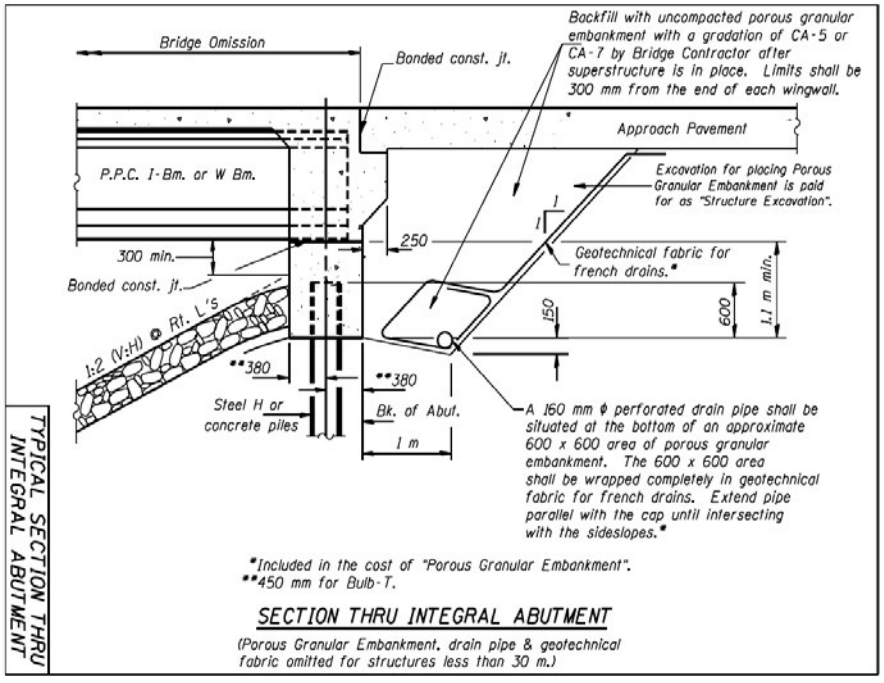


図 3.22　イリノイ州における排水構造 [11)]

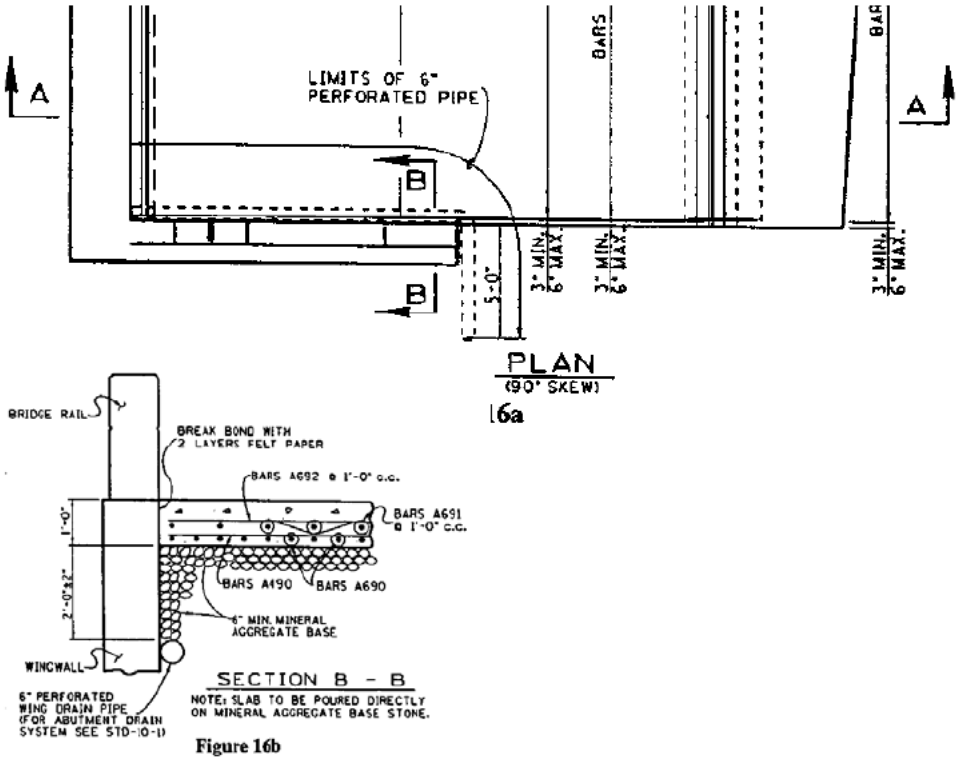


図 3.23　テネシー州における排水構造 [12)]

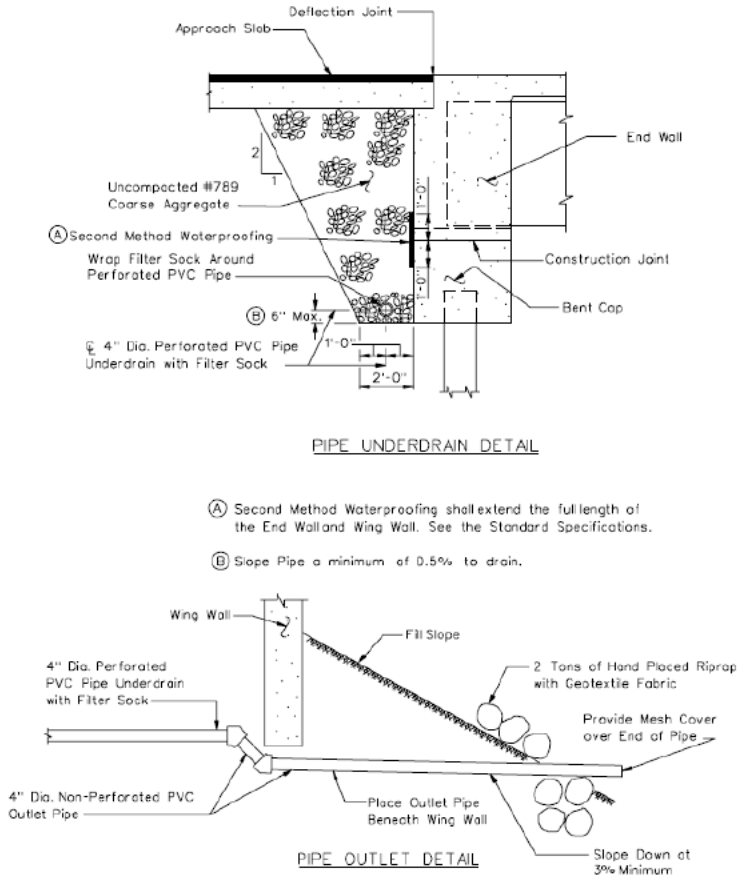


図 3.24　サウスカロライナ州における排水構造 [13)]

(7)背面土の品質

橋台背面土の品質については，地震の影響による慣性力に対して受働抵抗を期待する場合には設計上想定された抵抗が発揮されるように，背面土の締固め度を規定している州がある．特に，カリフォルニア州では，橋台取付盛土区間として，橋台背面から道路方向に 50mと規定し，一般の盛土とは異なり特別な品質管理を求めている（図 3.25参照）．一方で，温度変化による桁伸縮に伴う橋台の移動を可能な限り妨げないよう裏込土の締固めを行わない州もみられた（表 3.7参照）．

また，橋台前面に法面を出さないように，補強土擁壁の一種であるMSE（Mechanically Stabilized Earth）擁壁を採用している州が幾つかみられた（図 3.26参照）．MSE擁壁が橋台杭基礎の温度変化による移動を妨げないように杭の周囲にコルゲート管を配置して，鞘管構造を実現している．杭とコルゲート管の間には，砂等が間詰めされる．現在は，MSE擁壁は擁壁部の安定性の問題から，併用されなくなっている．

表 3.7　橋台背面土の締固めの有無

	WA	OR	CA	MO	AR	IL	KY	TN	SC
締固め	有	有	有	有	有	無	有	有	無

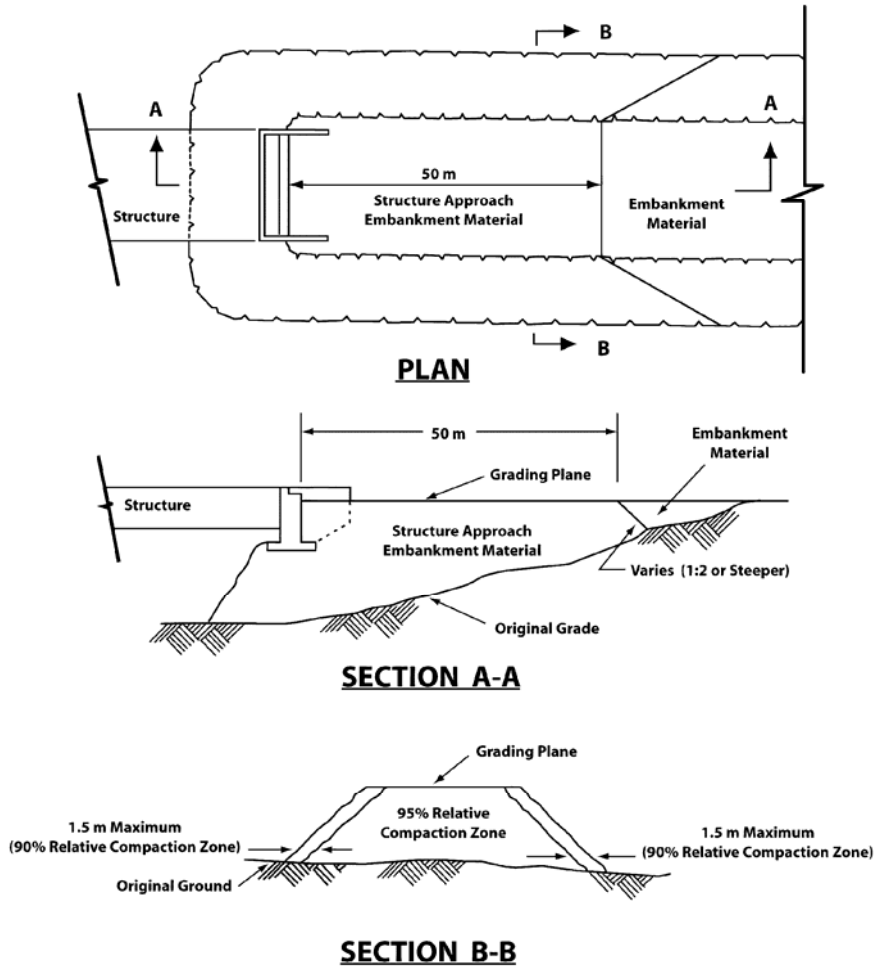


図 3.25　カリフォルニア州における橋台取付盛土範囲 [20)]

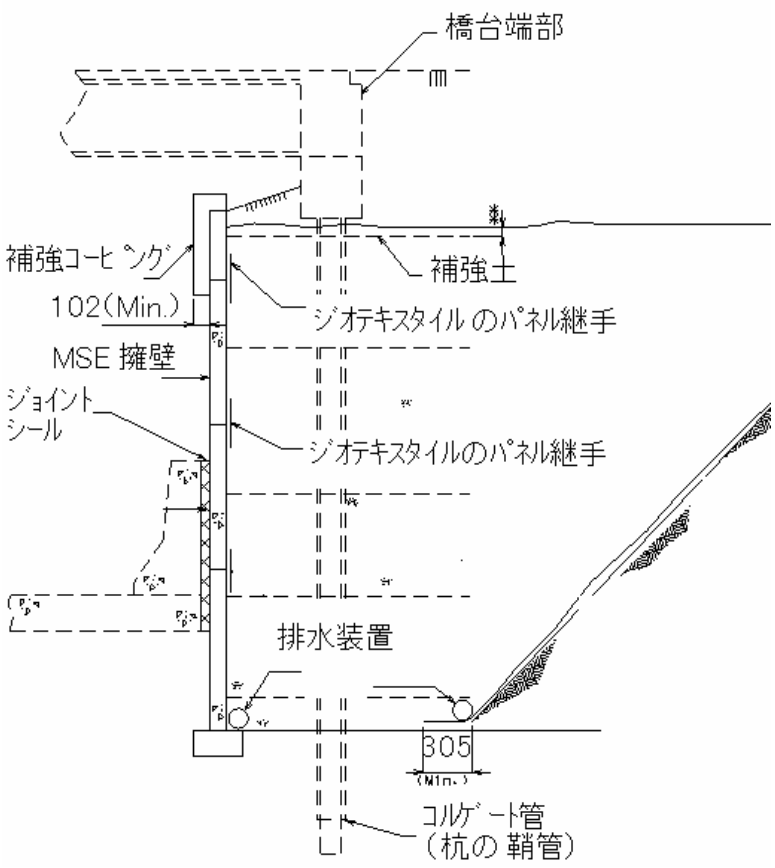


図 3.26　MSE擁壁の適用例（引き出しを和訳）[18)]

3.2 米国現地の調査

3.2.1 調査の概要

(1)調査の目的

米国の各州交通局の橋梁設計基準を調査した結果，各州において様々な仕様が用いられていることが解ったが，規定の根拠やその変遷については，十分な情報は得られなかった．また，日本では 10 年程度の供用実績しかないため，長期にわたる具体的な維持管理の課題を把握するのは困難である．よって，豊富な実績を有する米国に直接出向き，適用範囲や設計上の留意点等に関する意見交換を行い，長期にわたるインテグラルアバット橋の挙動に関する情報を得ることを目的に，現地調査を実施した．

現地調査の対象とした州は，下記の３州の交通局とし，その選定理由を併せて示す．

（１） テネシー州：米国においてインテグラルアバット橋の実績が多い州の１つ

（２） オレゴン州：米国において最初にインテグラルアバット橋を導入した州の１つ

（３） カリフォルニア州：日本と同様の耐震設計思想を有する州の１つ

(2)調査行程

米国調査は，平成 18 年 10 月 25 日（水）～平成 18 年 11 月 5 日（日）の 12 日間で実施した．図 3.27に調査行程を示す．

1)テネシー州［平成 18 年 10 月 26 日（木）～平成 18 年 10 月 27 日（金）］

ナッシュビル近郊の上部工形式が異なるインテグラルアバット橋の標準的な橋梁４橋と，米国における最長のインテグラルアバット橋（Happy Hollow 橋）について現地調査を行った．この他にも州際道路の跨道橋などではごく一般的にインテグラルアバット橋が採用されており，市内の再開発にあってはほぼ全ての橋梁がインテグラルアバット橋である印象を受けた．

テネシー州立大学（ノックスビル）およびテネシー州交通局を訪問し，インテグラルアバット橋に関する情報提供，意見交換を行った．

2)オレゴン州［平成 18 年 10 月 30 日（月）～平成 18 年 11 月 1 日（水）］

単径間～３径間のコンクリート桁のインテグラルアバット橋を７橋（斜橋，曲線橋を含む），単径間の鋼箱桁のセミインテグラルアバット橋を１橋，河口部の軟弱地盤上に架橋され背面地盤の沈下により橋台基礎杭頭が露出した多径間連続橋のインテグラルアバット橋の計９橋の現地調査を行った．

オレゴン州交通局のほか，連邦高速道路局（FHWA）の技術者，ウェストバージニア州立大学の教授を加えた情報提供，意見交換を行った．

3)カリフォルニア州［平成 18 年 11 月 2 日（木）～平成 18 年 11 月 3 日（金）］

ストックトン近郊の橋長 50m 程度の２径間 PC ラーメン箱桁を有するインテグラルアバット橋について４橋の現地調査を行った．また，カリフォルニア州交通局を訪問し，インテグラル橋に関する情報提供，意見交換を行った．

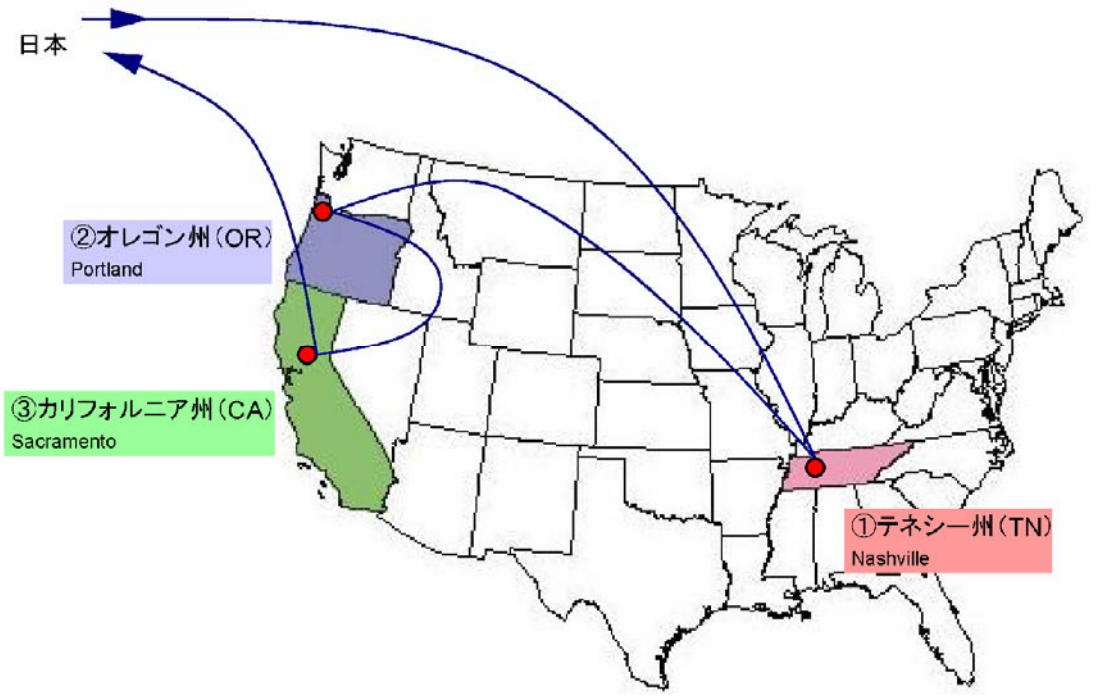


図 3.27　米国現地調査の行程

3.3 テネシー州における現地調査

3.3.1 インテグラルアバット橋

(1)調査位置

テネシー州において調査したインテグラルアバット橋の位置を 図 3.28に示す．ＴＮ－１～ＴＮ－４は，上部工形式が異なるインテグラルアバット橋の標準的な橋梁４橋である．ＴＮ－５は，米国における最長のインテグラルアバット橋（Happy Hollow橋，橋長358m）である．ＴＮ－６は，ナッシュビル市内の再開発地区において旧橋をインテグラルアバット橋にとして改修した橋（橋脚は新設）である．

各橋梁の調査状況を，次頁以降に示す．

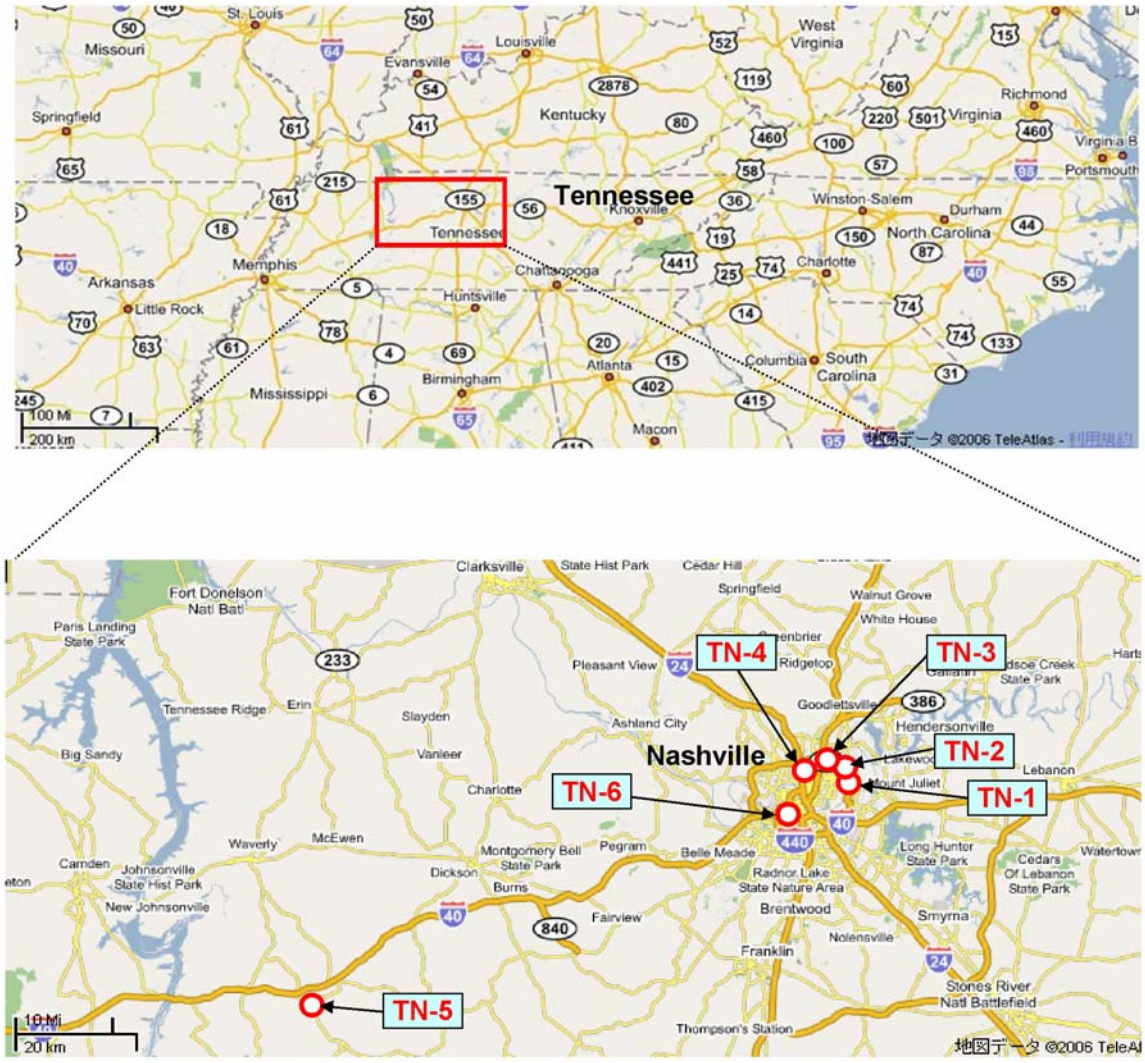


図 3.28　テネシー州におけるインテグラルアバット橋の調査位置 [21)]

⑵橋梁名不明［ＴＮ－１］

ナッシュビルの環状道路６号線に位置する３径間連続プレテンPCＩ桁を有するインテグラルアバット橋である.

分　　類	インテグラルアバット橋	所在地	Nashville, TN
上部工形式	３径間連続プレテンＰＣＩ桁	完成年	不明
橋　　長	不明	支間長	不明
橋台基礎形式	不明	斜　角	不明



図 3.29　橋梁全景

同形式の橋梁が３橋あり，20 年程経過した２橋の間に，最近１橋を架設し幅員拡幅



図 3.30　橋台前面部

前面盛土として砕石盛土を設置（構造部材ではない）.



図 3.31　桁下の状態

橋脚は，門形ラーメン式.



図 3.32　床版と桁の接続部

桁間の床版施工には埋設型枠を使用しており，脱型する木型枠は使用していない.



図 3.33　上部桁と橋台の接合部



図 3.34　上部桁と橋台の接合部（側面）

ＰＣ桁および橋台には塗装が施されており，ひびわれ等は確認できない．桁架設時の仮支承有

橋台側面および壁高欄までコンクリート塗装が施されている．

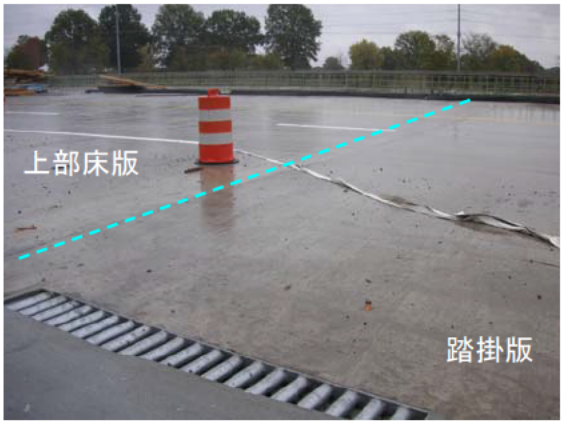


図 3.35　路面の状況（橋台上）



図 3.36　路面の状況（踏掛版端部）

橋梁床版および踏掛版にはアスファルト舗装を施されていない．床版と踏掛版の境界に舗装目地

踏掛版端部にジョイントシールが配置されている．

(3)橋梁名不明［ＴＮ－２］

ＴＮ－１橋の北側，ナッシュビルの環状道路６号線に位置する２径間連続ＰＣ箱桁を有するインテグラルアバット橋である．

分　　類	インテグラルアバット橋	所在地	Nashville, TN
上部工形式	２径間連続ＰＣ箱桁ラーメン	完成年	不明
橋　　長	不明	支間長	不明
橋台基礎形式	不明	斜　角	不明



図 3.37　橋梁全景



図 3.38　上部桁と橋台の接合部

接合部に目立った損傷は確認されなかった．



図 3.39　桁下面の状況

柱式橋脚が箱桁と剛結されている．

(4)橋梁名不明［ＴＮ－３］

ＴＮ－２橋の北西，ナッシュビルの環状道路６号線のジャンクションに位置する２径間連続鋼鈑桁を有するインテグラルアバット橋である．主桁は，耐候性鋼材が使用されている．

分　　類	インテグラルアバット橋	所在地	Nashville, TN
上部工形式	２径間連続鋼鈑桁	完成年	不明
橋　　長	不明	支間長	不明
橋台基礎形式	不明	斜　角	不明



図 3.40　橋梁全景



図 3.41　桁下面の状況

主桁と門形ラーメン式橋脚の交差より，斜角が小さいことがわかる．



図 3.42　上部桁と橋台の接合部

ＴＮ－１橋と同様，橋台前面は砕石盛土



図 3.43　主桁の下フランジ

耐候性鋼材の発錆状況は良好である．



図 3.44　上部桁と橋台の接合部

主桁下フランジ下面に橋台竪壁の損傷，下フランジ端部からの錆汁の流出跡を確認



図 3.45　上部桁と橋台の接合部

主桁架設用の仮沓が確認される．

(5)橋梁名不明［ＴＮ－４］

ナッシュビル北部の環状道路のジャンクションに位置する３径間連続鋼鈑桁ラーメン形式を有するインテグラルアバット橋である．曲線橋であり，橋脚上の面外方向の変形を拘束するために，中間支点上横桁にプレストレスを導入している．

分　　類	インテグラルアバット橋	所在地	Nashville, TN
上部工形式	３径間連続鋼鈑桁ラーメン	完成年	不明
橋　　長	不明	支間長	不明
橋台基礎形式	不明	斜　角	不明



図 3.46　橋梁全景



図 3.47　上部桁と橋脚の接合部

中間支点上にて曲線橋の面外方向の変形を抑制するためにプレストレスが導入されている．



図 3.48　上部桁と橋脚の接続部

橋脚梁に主桁下フランジ端部から生じた錆汁跡が確認される．



図 3.49　上部桁と橋台の接続部

橋台竪壁に主桁下フランジ端部から生じたひびわれが竪壁側面まで伸びている．また，錆汁の流出跡が見られる．

(6)Farris Baker – Tilman Nash Memorial Bridge（Happy Hollow Bridge）［ＴＮ－５］

ナッシュビルから州間高速道路 40 号線を 100km 程度西に行った, 州道 50 号に架かる橋梁で, 米国最長のインテグラルアバット橋である. 温度変化による桁の伸縮に対して, 橋台の水平移動だけでなく, 高橋脚の剛性および上部桁の面外方向へのそり（弓効果）により吸収する構造を採用している.

分　　類	インテグラルアバット橋	所在地	Nashville, TN
上部工形式	9 径間連続プレテン PCＴ桁	完成年	1997 年
橋　　長	358m	支間長	最大 42.7m
橋台基礎形式	H 形鋼杭（H-250，強軸配置）	斜　角	各下部工位置で異なる

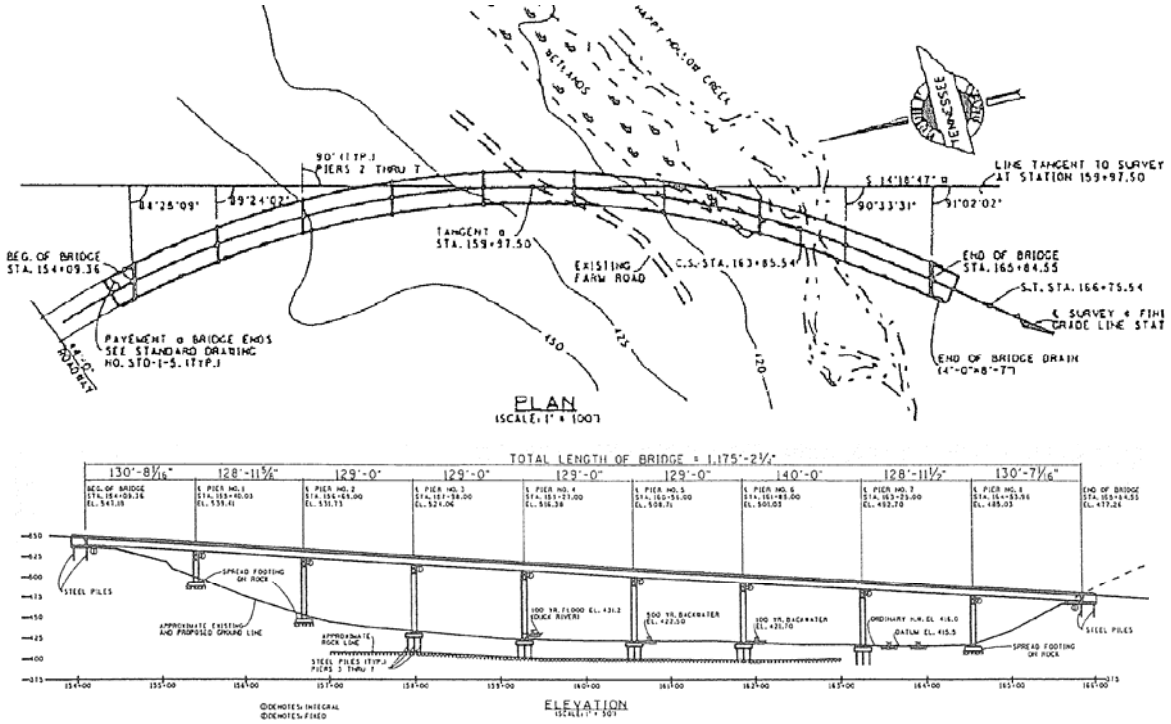


図 3.50　橋梁平面図と側面図 [22)]



図 3.51　橋梁全景



図 3.52　橋梁全景

湿地帯（Happy Hollow Creek）保護のために，架橋される．



図 3.53　橋梁全景

橋台部から望む．曲線橋であることが判る．

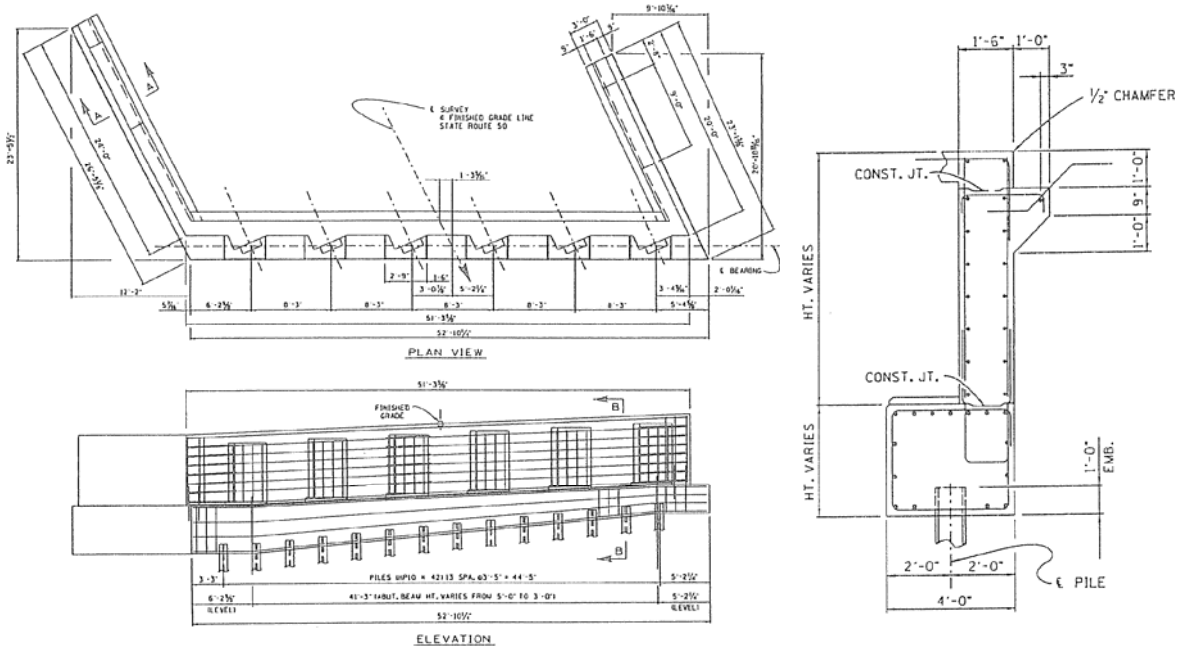


図 3.54　橋台構造図 [22)]



図 3.55　上部桁と橋台の接合部

橋台竪壁から張出床版までひびわれが進展，遊離石灰の噴出も確認される．



図 3.56　上部桁と橋台の接合部

橋台竪壁に水平方向のひびわれを確認

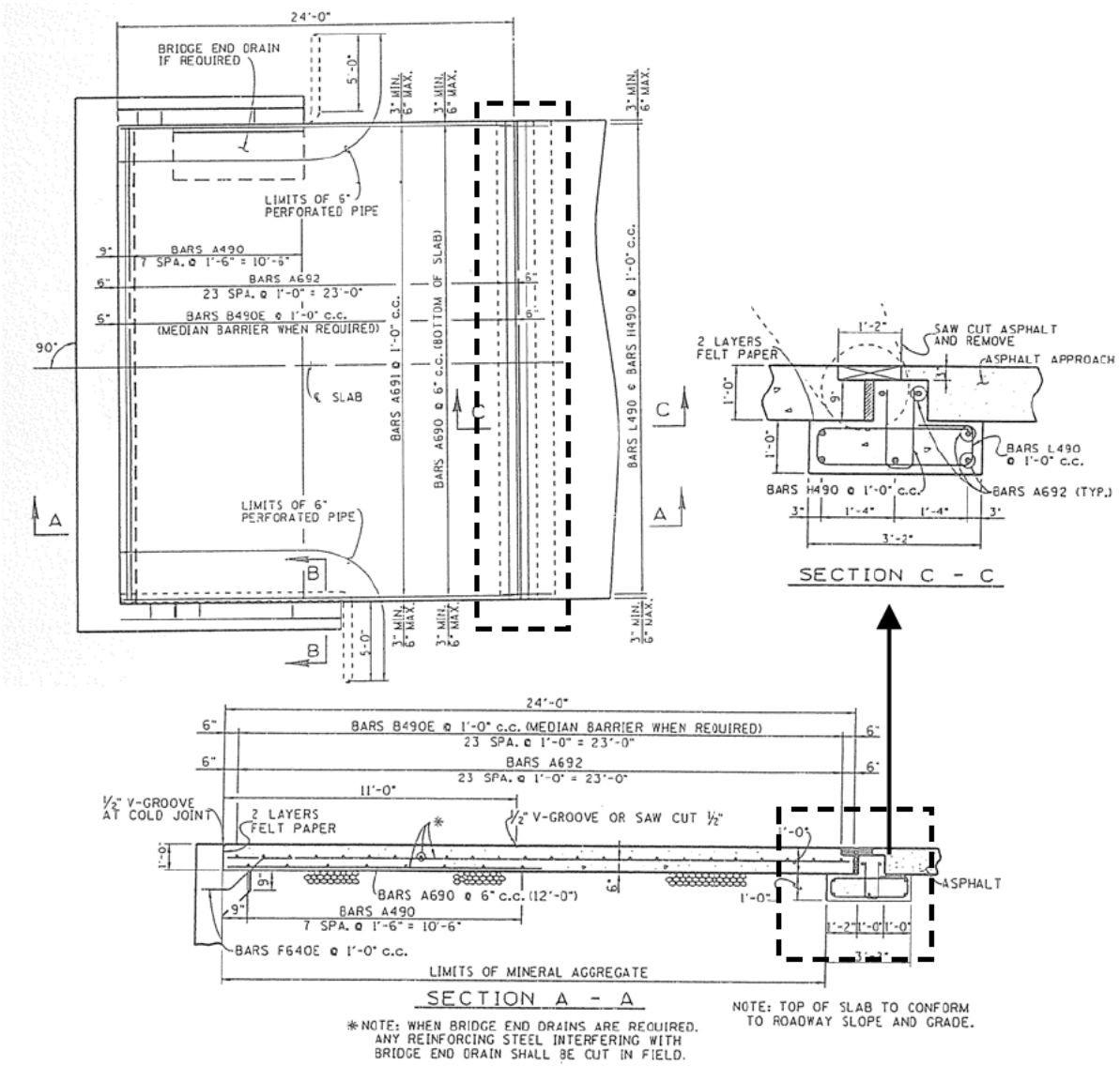


図 3.57　踏掛版の構造 [22)]



図 3.58　路面の状況



図 3.59　路面の状況

橋面，踏掛版上はアスファルト舗装を施さず，土工部よりアスファルト舗装となっている．踏掛版と土工部との境界にジョイントシールを確認



図 3.60　上部工床版と踏掛版の境界

橋梁床版と踏掛版の境界には，伸縮装置はなく，施工目地のみ



図 3.61　踏掛版と土工部の境界

踏掛版端部の枕版上にジョイントシールが配置されているのが確認できる．ただし，一部欠落している．



図 3.62　踏掛版端部のジョイントシール

踏掛版端部の伸縮量により使い分ける．ジョイントシールにより，温度変化に伴う上部工の伸縮を吸収する．

上：移動量が 2.5 in.以上の場合（モジュラー型ジョイントのゴム部に類似）

下：移動量が 2～2.5 in の場合



図 3.63　橋台裏込部の排水桝

路面排水が橋台裏込土内に浸透させないように，踏掛版を切欠いて巨大な排水桝が設置され，翼壁に沿って裏込土内に配置された排水管により盛土外に排出される．

(7)New Demonbreum Bridge［ＴＮ－６］

ナッシュビル市内の繁華街，Demonbreum ST.の 10 番街と 12 番街の間に架橋された跨線橋．2004 年に旧橋の腐食が激しく安全性に問題があると判断され，交通止めの後，架け替えられて，インテグラルアバット化された．

分　　類	インテグラルアバット橋	所在地	Nashville, TN
上部工形式	不明	完成年	2006 年
橋　　長	236m	支間長	不明
橋台基礎形式	不明	斜　角	不明



図 3.64　橋梁全景



図 3.65　橋台部

橋脚のデザインは，蒸気機関車のモチーフが取り入れられている．

3.3.2 その他の橋梁

テネシー州では，インテグラルアバット橋以外について，視察した橋梁について報告する．図 3.66に各橋梁の位置を示す．



図 3.66　その他の橋梁の位置 21)

(1)州間高速道路 40 号線の跨道橋（橋梁名不明）［ＴＮ－７］

ナッシュビルから東に約 100km，Cookeville 近郊で州間高速道路 40 号上を跨ぐオーバーブリッジ。サイドバイサイド（Side-by-side）形式と言われる中空床版橋である。箱断面の桁をテンションロッドで横締めした形式で，2005 年末にペンシルバニアで落橋した橋梁と同じ構造形式であると説明を受けた.



図 3.67　橋梁の全景

3 径間の単純桁橋



図 3.68　桁下面より望む

中空床版桁を 11 本並べて構成



図 3.69　中間支点部

主桁は単純桁であるが，床版は連続構造であるため，張出し床版にひびわれを確認

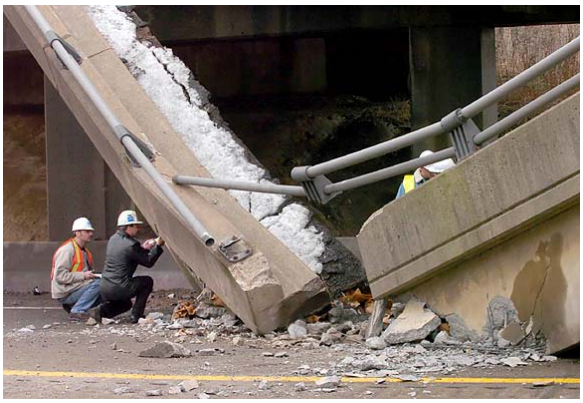


図 3.70　ペンシルバニアの落橋 [23)]

2005 年 12 月に落橋した同形式の橋梁.

(2)Gay Street Bridge［ＴＮ－８］

ノックスビル市内のテネシー川に架かる古い５径間連続ピントラスのアーチ橋．1897 年の完成．橋長 428m．２年間の修復工事を経て 2003 年 12 月に供用を再開した．新設で架け直すよりもコストをかけて修復し，かつての姿を取り戻した．



図 3.71　橋梁全景



図 3.72　橋歴版

(3)Henly Street Bridge［ＴＮ－９］

Gay Street Bridge の下流側に架かるコンクリートアーチ橋. 1930 年から２年で完成. ノックスビルの市街地と，州間高速道路 40 号線を結ぶ重要路線に位置している．老朽化が進んだため, 2004 年の夏に補修工事が実施された. 今後は拡幅工事が予定されている．

(4)Gay Street Viaduct［ＴＮ－10］

Gay Street Bridge から北上したところに架かる跨線橋．旧橋は，1919 年に完成したコンクリート桁橋だったが，架け替え工事を実施し，2005 年 11 月に供用を再開した．



図 3.73　Henly Street Bridge の橋梁全景



図 3.74　Gay Street Viaduct の橋梁全景

(5)Gateway Boulevard Bridge［ＴＮ－11］

ナッシュビルのダウンタウンと東部をつなぐニールセンアーチ橋．ナッシュビル市内を流れる Cumberland 川に架かる．旧橋（Shelby Avenue Bridge）は 1998 年に供用を終え，2004 年 5 月に新橋として架け替えられた．橋長 495m，支間長 180m，幅員 31m の 6 車線道路である．



図 3.75　橋梁全景

(6)Shelby Street Pedestrian Bridge［ＴＮ－12］

ナッシュビルの歴史的象徴ともなっているトラス構造の歩道橋．アプローチを含めた橋長は約 945m．1909 年に架けられたこの橋は，アプローチ部に北米初のコンクリートアーチを有するトラス橋である．1986 年に国の歴史的構造物に登録された．

1990 年代始め，この橋を取り壊して新橋に架け替える計画があったが，多くのナッシュビル市民が市の担当と協議して，歩道橋として保存することとなった．1995 年に補修工事が行われ，ナッシュビル市街地とＮＦＬタイタンズの本拠地のスタジアムを結ぶ歩道橋として蘇った．



図 3.76　橋梁の全景（渡架部）



図 3.77　橋梁の全景（取付部）

(7)Wood Land Street Bridge［ＴＮ－13］

州間高速道路 40 号とナッシュビルを結ぶ路線に架かる橋梁. 旧橋の吊橋を架け替えて，1886 年に竣工した．上部工は，交通量の増大に対応するため，1965 年に架け替えられた．橋台は旧橋のものを使用している．



図 3.78　橋梁全景



図 3.79　鋼桁の塗装塗替え工事状況

(8)Victory Memorial Bridge［ＴＮ－14］

Wood Land Street Bridge の下流に架かる鋼鈑桁橋．1823 年に完成した旧橋を架け替える形で 1955 年完成.



図 3.80　橋梁全景



図 3.81　橋台部の状況

(9)The RailRoad Bridge［ＴＮ－15］

1859 年に鉄道が開通された際に架設された．1862 年に内戦により消失したが，数年で復旧され，現在に至る．



図 3.82　橋梁全景



図 3.83　貨物列車の通過

3.4 テネシー州における意見交換

3.4.1 テネシー州立大学

(1)概要

1) 調査日　　：平成 18 年 10 月 26 日（水）

2) 調査内容　：①テネシー州におけるインテグラルアバット橋の技術基準について
②テネシー州立大学における杭の水平載荷試験について

3) 訪問先　　：The University of Tennessee
The Department of Civil and Environmental Engineering

4) 先方対応者：①**Dr. Edwin G. Burdette**, Fred N. Peebles Professor
115 Perkins Hall Knoxville, Tennessee 37996-2010
E-mail: eburdett@utk.edu
②**Edward P. Wasserman**（同行者）

5) 入手資料　：Power Point File “Behavior of Pile Supported Integral Abutments”



図 3.84　テネシー州立大学にて（右から 3 番目が Burdette 教授）

(2)意見交換の概要

日本側のプレゼンテーションの後，Burdette 教授から，2005 年にウェストバージニア州において開催されたインテグラルアバット橋およびジョイントレス橋に関する会議（IAJB2005）にて発表された「Behavior of Pile Supported Integral Abutments」に沿って説明がなされた．

1)テネシー州におけるインテグラルアバット橋

テネシー州では，1964 年に初めてインテグラルアバット橋を導入した．米国としては，オハイオ州，オレゴン州，そしてカリフォルニア州が最初にインテグラルアバット橋の技術を導入した州である．

テネシー州では鋼桁およびコンクリート桁のインテグラルアバット橋が多数存在する．代表的な橋梁としては，以下の 2 橋がある．

①Happy Hollow Bridge：橋長 362mは，米国最長のインテグラルアバット橋

②Carthage 近郊の耐候性鋼材を用いたインテグラル橋

2)テネシー州におけるインテグラルアバット橋に関する技術基準

テネシー州交通局で使用されている基準のうち，橋台の水平方向の移動量の制限は，杭頭変位として±1.0in.（25.4 ㎜），すなわち合計で 2.0in.が示されている．これは，主として経験上から決めているものであり，力学的な根拠はない．

現在の基準では，橋長の制限は，鋼桁の場合で 500ft.（160m），コンクリート桁の場合 800ft.（240m）としている．

3)テネシー州立大学における杭の水平力載荷試験について

テネシー州立大学は，テネシー州交通局と共同で 6 年間にわたり，インテグラルアバット橋の基礎杭に関する水平力載荷試験を実施してきた．対象基礎は，H形鋼杭（HP10×42（H－254mm×19.1kg/m））とPC杭（□14in.（356mm））である．実験は，コンクリートのカウンターウェイトを橋台として模擬し，水平方向に油圧ジャッキにて載荷する方法が採用された（図 3.85参照）．繰返し載荷試験の代表的な杭の荷重－変位関係を図 3.86，図 3.87に示す．載荷は地盤面での変位が 0.5in.とする予備載荷を 3 回行ったのち，本載荷として 1.0in.まで載荷されており，図にはある繰返し回数での値をプロットしている．

実験から得られた結論は，概ね以下のようであった．

① インテグラルアバット橋の適用橋長の制限は，橋台の橋軸方向の水平変位で決定される．その水平変位は，橋梁の供用性を阻害させることのない範囲の値である．

② インテグラルアバット橋の最大水平変位は，基礎杭の種類によって異なる要素で決定される．すなわち，H形鋼杭の場合，橋台部のひび割れの発生によって水平変位が制限され，コンクリート杭の場合，杭そのものにおけるひび割れの発生によって水平変位が制限される．

③ PC杭では，地盤の塑性化による残留変位（図 3.86）が見られるが，杭体の水平荷重の繰り返し載荷によっても，杭の剛性の低下は小さい．

④ テネシー州におけるインテグラルアバット橋の水平変位の制限値は，安全側にあると考えられ，実用上は±1.5in.としても問題はない．

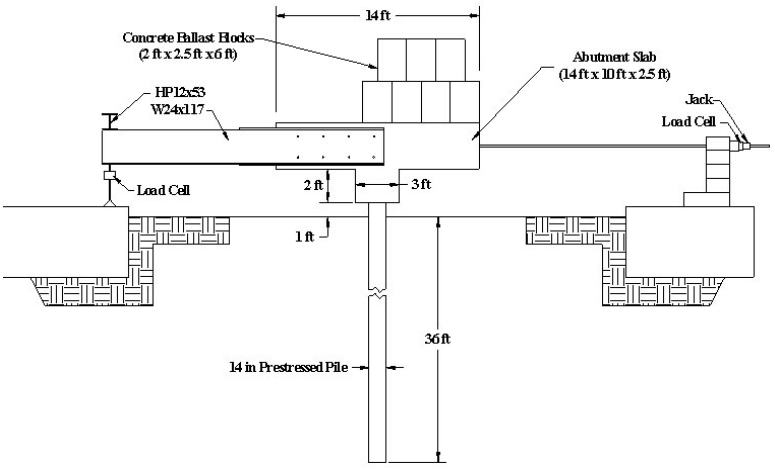


図 3.85　載荷試験要領（PC杭の場合）24)

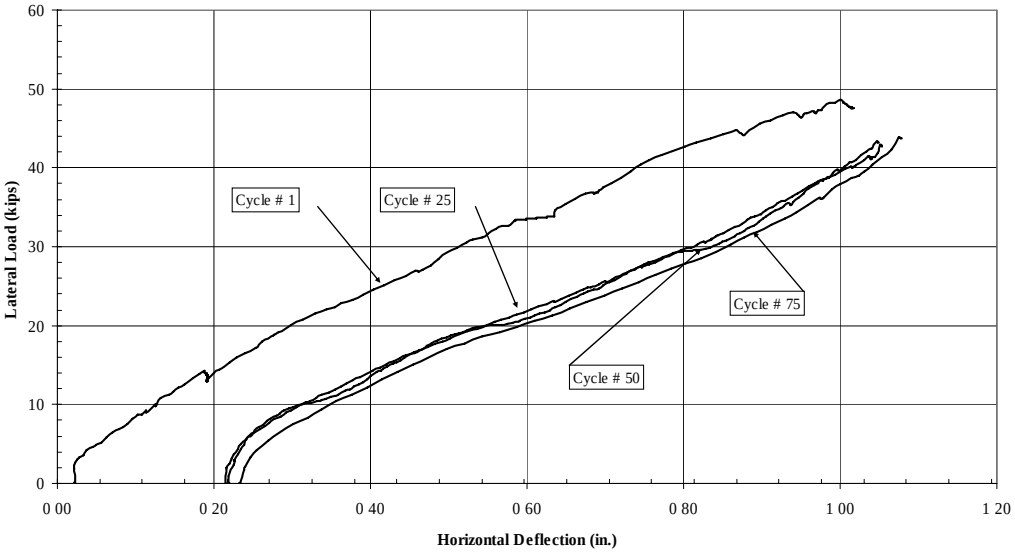


図 3.86　荷重－水平変位の関係（PC杭）[24)]

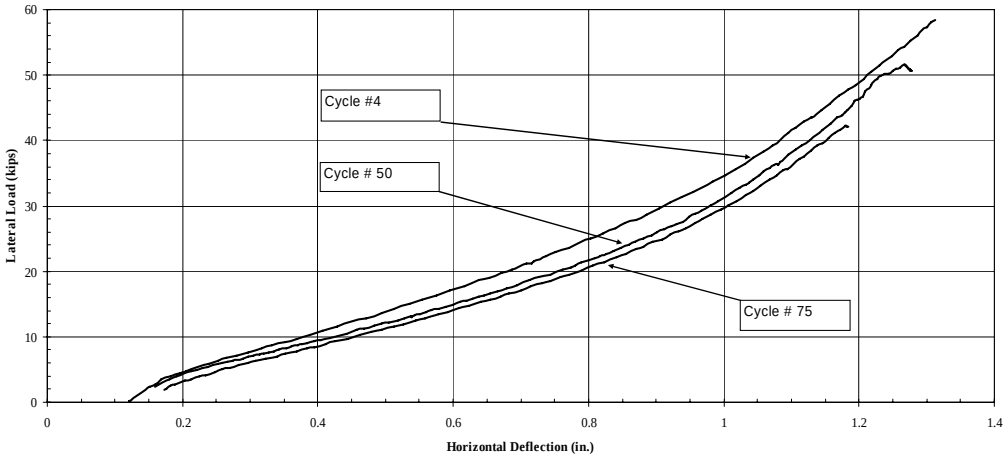


図 3.87　荷重－水平変位の関係（H形鋼杭）[24)]



図 3.88 テネシー州立大学における意見交換状況

3.4.2 テネシー州交通局

(1)概要

1) 調査日　　：平成 18 年 10 月 27 日（木）
2) 調査内容　：①テネシー州におけるインテグラルアバット橋の概要
　②テネシー州におけるインテグラルアバット橋の技術基準について
3) 訪問先　　：Tennessee Department of Transportation，Structure Division
4) 先方対応者：**Edward P. Wasserman**
　James K. Polk Building 505 Deaderick Street Suite 700 Nashville, TN 37243-0349
5) 入手資料　：①Power Point File “Integral Abutments for Steel Bridges”
　②Integral Abutments for Steel Bridges, Vol.II, Chapt.5, Highway Structures Design Handbook, 1996.10



図 3.89　テネシー州交通局のオフィス



図 3.90　意見交換の様子

(2)意見交換の概要

日本側からのプレゼンテーションの後，Wasserman 氏から，パワーポイントファイル「Integral Abutments for Steel Bridges」に沿って説明がなされた.

1)テネシー州におけるインテグラルアバット橋の設計に対する考え方

テネシー州交通局では，インテグラルアバット橋を特殊な橋梁として扱っている訳ではない. 設計手法についても，必ずしも科学的なアプローチをとってきたわけではなく，これまでインテグラルアバット橋の導入以来 40 年間の経験を生かし，トライ＆エラーで適用条件や構造細目を導き出し，運用されてきた．実務においては，インテグラルアバット橋の設計プロセスとは一体なにか，という自問自答をしているところであった．そこで，鋼桁を対象としたものではあるが，米国鉄鋼連盟と共同で設計マニュアル[12)]を作

成することとなり，作成にあたっては，テネシー州立大学のBurdette教授の協力を得て，実際にフィールド実験をするなどして検証をしてきたものである．

テネシー州交通局における橋台形式の優先順位を下記の通り決めている．

① インテグラルアバット

② セミインテグラルアバット

③ 片側の橋台のみインテグラルアバット

④ 従来のジョイントアバット

ただし，セミインテグラルアバット橋の実績はほとんどない．

2)地震の影響

テネシー州では，ミシシッピー川に沿った西部地区を除いて巨大な地震がほとんどない（図 3.91参照）ため，地震時の背面土の受働抵抗は設計において考慮していない．

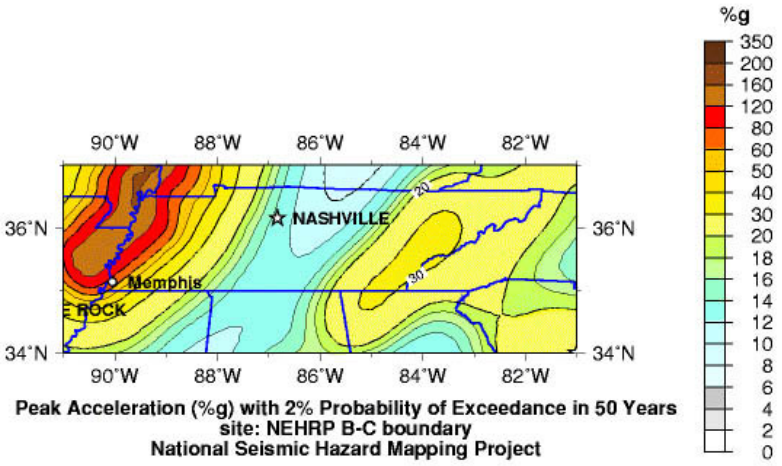


図 3.91　テネシー州の地震ハザードマップ[6)]

3)テネシー州におけるインテグラルアバット橋

テネシー州には，非常に多くのインテグラルアバット橋が存在する．1964 年に 3 径間連続桁のインテグラルアバット橋を導入したのが最初である（図 3.92参照）．現在まで特にメンテナンスを要することもなく，問題となるクラックも発生していない．

テネシー州には，米国最長のインテグラルアバット橋である橋長 358mのHappy Hollow橋（図 3.93参照）がある．この橋では，温度変化に伴う桁伸縮によって生じる水平変位は，インテグラルアバットの移動だけでなく，桁と橋脚による弓効果（Bowing Effect）で吸収している．設計では，60° F（15.5℃）を中心に片側の橋台で±1.5in.の変位を許容している．H形鋼杭の配置方向は，フランジの降伏を避けるため，桁の伸縮方向に強軸を向けて配置している．

一方，鋼桁のインテグラルアバット橋の橋長は，通常 60～75m（200～250ft.）程度であるが，最長の鋼橋として橋長 175mのものがある（図 3.94参照）．また，プレストレストコンクリート箱桁のインテグラルアバット橋として最長の橋長 275m（900 ft.）のものがある（図 3.95参照）．いずれも，今のところ大きな問題は発生していない．

特殊な構造のインテグラルアバット橋として，岩盤上の橋台部を固定とし，普通地盤側の橋台をインテグラルアバットとしたもの（図 3.96参照）や，プレストレストコンクリート桁と鋼桁の混合桁を有するインテグラルアバット橋（図 3.97参照）がある．



図 3.92　テネシー州初のｲﾝﾃｸﾞﾗﾙｱﾊﾞｯﾄ橋

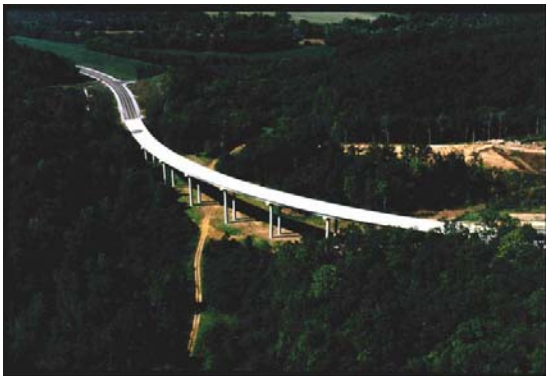


図 3.93　米国最長のｲﾝﾃｸﾞﾗﾙｱﾊﾞｯﾄ橋



図 3.94　鋼桁での最長のｲﾝﾃｸﾞﾗﾙｱﾊﾞｯﾄ橋



図 3.95　PC 箱桁での最長のｲﾝﾃｸﾞﾗﾙｱﾊﾞｯﾄ橋



図 3.96　片方の橋台のみｲﾝﾃｸﾞﾗﾙｱﾊﾞｯﾄ橋



図 3.97　鋼ｺﾝｸﾘｰﾄ混合桁のｲﾝﾃｸﾞﾗﾙｱﾊﾞｯﾄ橋

インテグラルアバット橋のメリットは，伸縮装置や支承が不要となることであり，初期コストの縮減，維持管理上の弱点の低減に加え，以下のような点が挙げられる．

① 上部工と橋台が剛結されることで，中間橋脚の負担が低減される．

② 連続化することで，地震による落橋の恐れがないこと，また損傷があっても応急処置が可能であること，さらには，橋脚との剛結（Integral Cap）によって，固定度が高まり安定構造となる．

③ ②の結果，橋梁全体の剛度が向上する．

4)テネシー州における鋼桁を有するインテグラルアバット橋

テネシー州における鋼桁を有するインテグラルアバット橋には，維持管理上の理由により耐候性鋼材を使用しているものが多い．鋼上部工と橋台の接合部はジンクリッチペイントを施し，機械的な接合方法は採用していない（図 3.98, 図 3.99参照）．接合部は，死荷重による曲げモーメントが発生しないように施工している．



図 3.98　鋼桁と橋台の接合部



図 3.99　鋼桁と橋台の仮固定

3.5 オレゴン州における現地調査

3.5.1 インテグラルアバット橋

(1)調査位置

オレゴン州において調査したインテグラルアバット橋の位置を 図 3.100に示す.
各橋梁の調査状況を，次頁以降に示す.

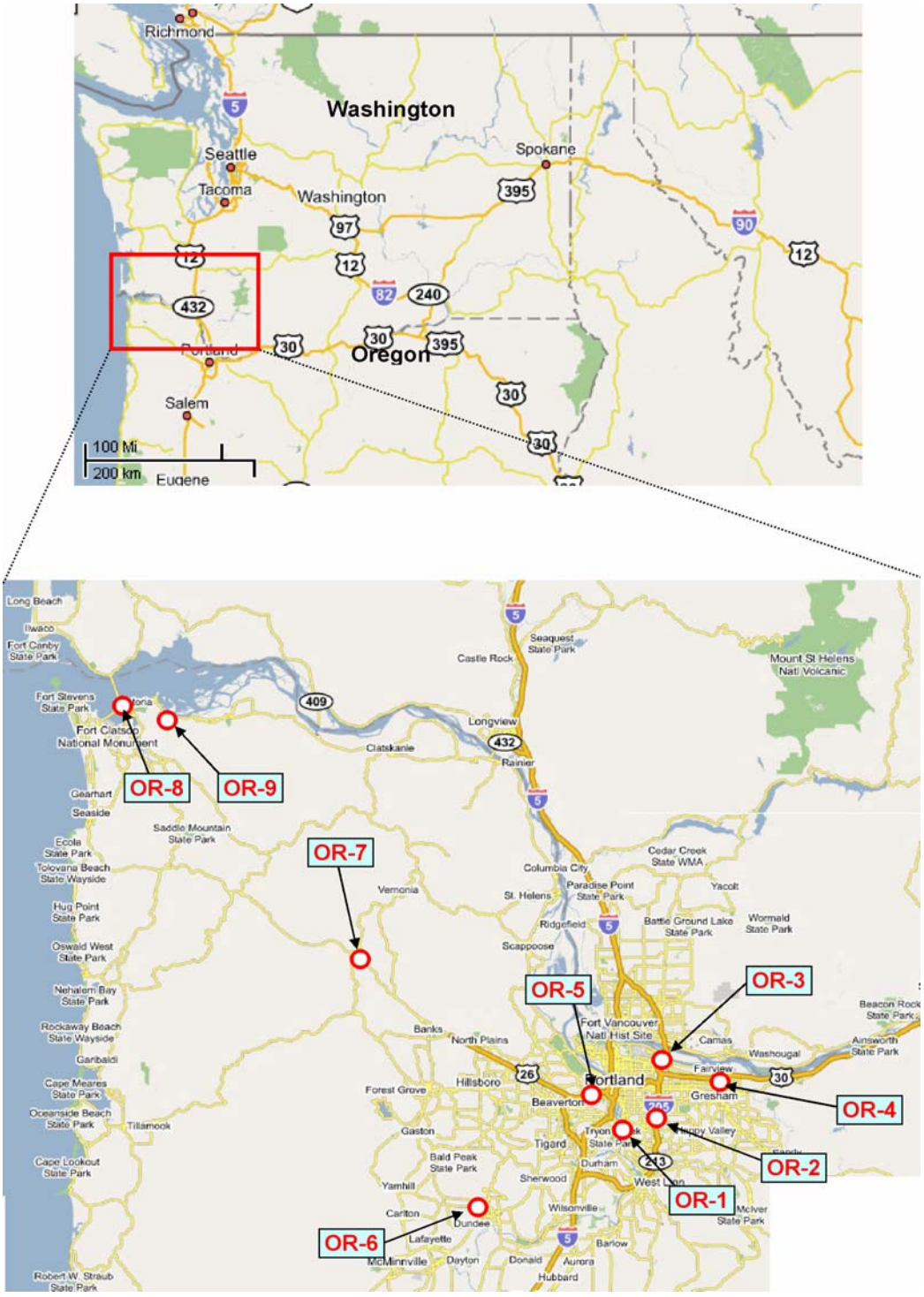


図 3.100　オレゴン州におけるインテグラルアバット橋の調査位置 [21)]

(2) Johnson Creek［ＯＲ－１］

ポートランド中心部から南下した，州道 99 号線と SE Tacoma ST.が交差するインターチェンジ部に架かる RC 単純箱桁を有するインテグラルアバット橋である．曲率が小さい曲線橋であり，終点側の橋台に MSE 擁壁を採用しているのが特徴である．

分　　類	インテグラルアバット橋	所在地	Multnomah Portland, OR
上部工形式	単純ＲＣ箱桁	完成年	1993 年
橋　　長	34.8m	支間長	34.8m
橋台基礎形式	鋼管杭 φ324	斜　角	始点側 87°　終点側 67°

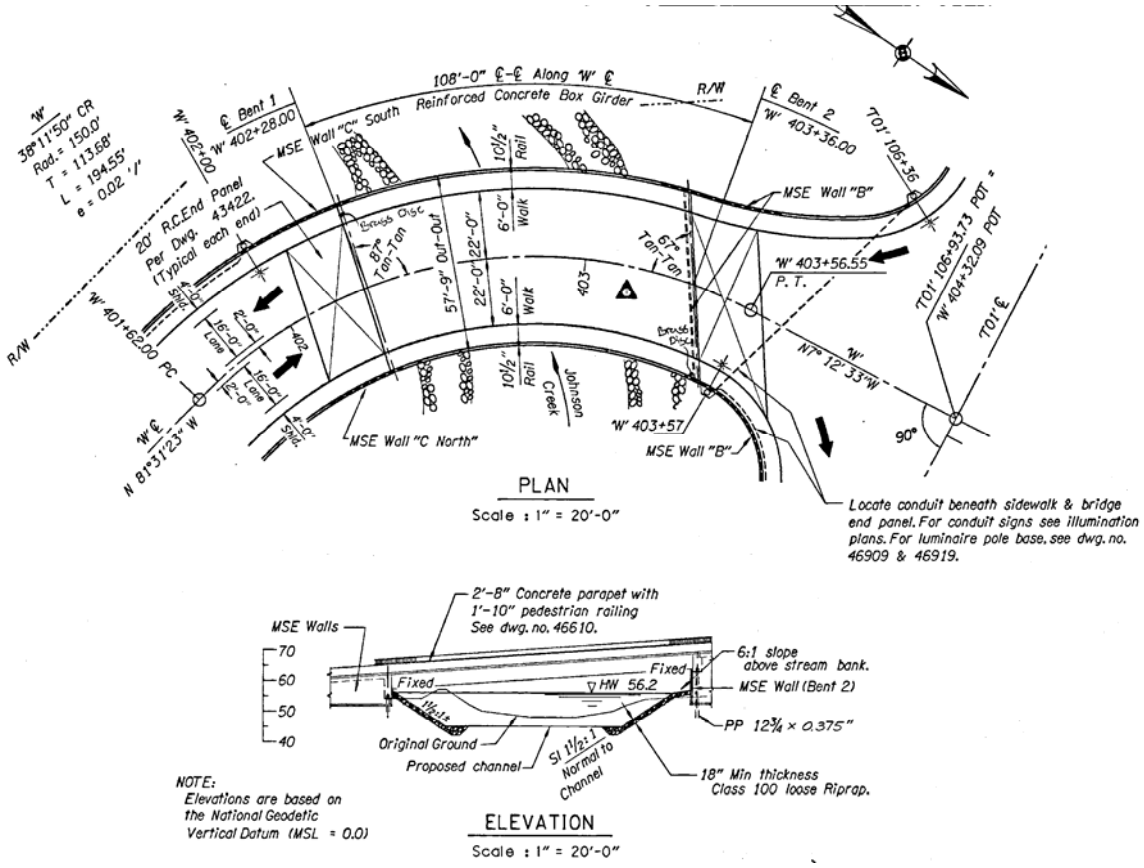


図 3.101　橋梁平面図と側面図



図 3.102　橋梁全景



図 3.103　桁下面より望む

曲率の小さい曲線橋であることが判る.

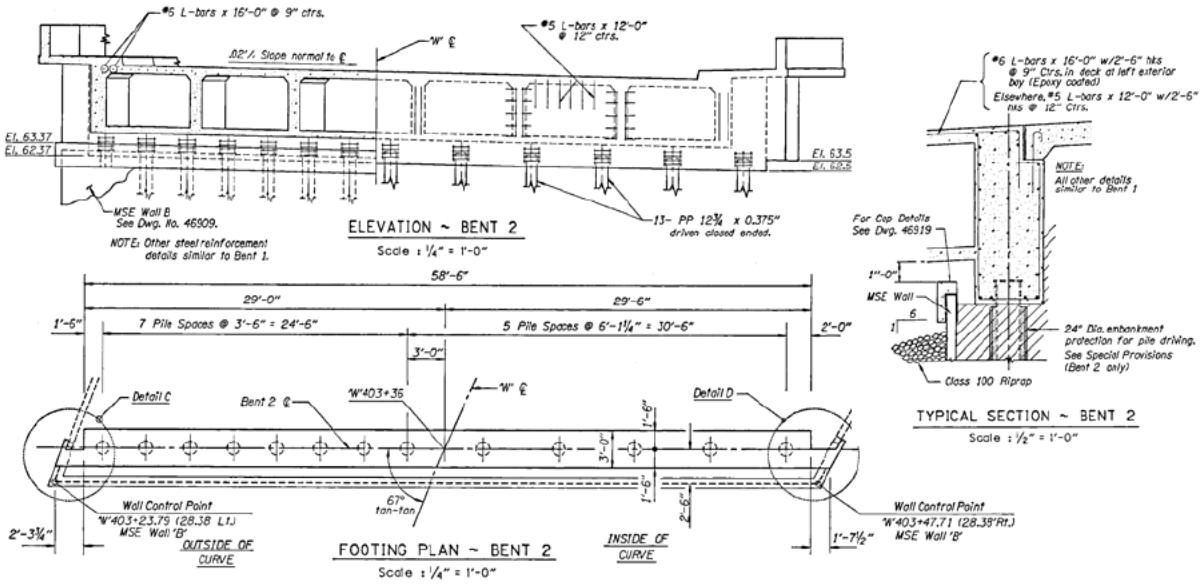


図 3.104　橋台構造図



図 3.105　終点側橋台部前面の MSE 擁壁



図 3.106　橋台側面の状況

橋台基礎を MSE 擁壁が取り囲んでいるのが判る.

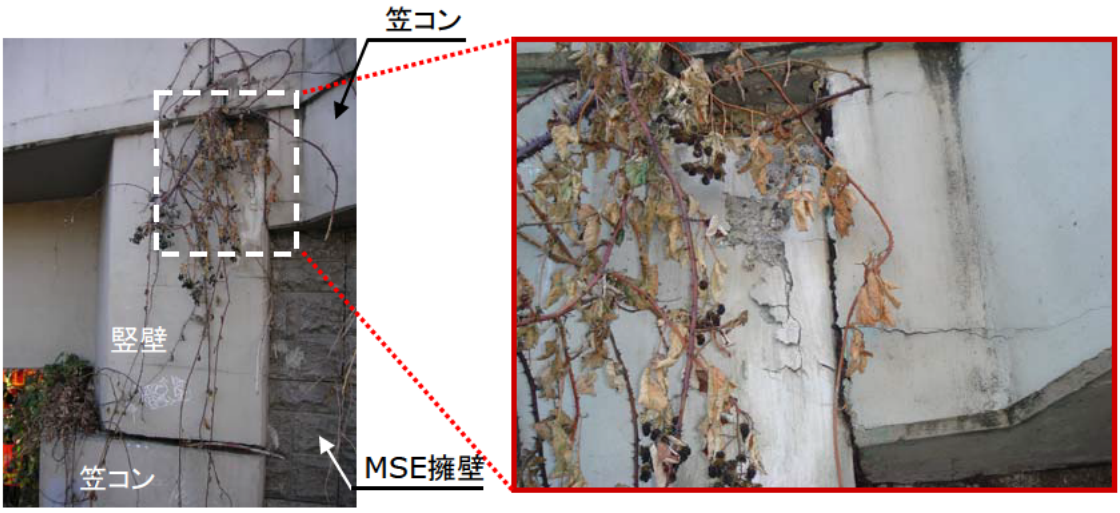


図 3.107　橋台側面部のひびわれ損傷

温度変化による桁の伸縮による橋台竪壁の水平移動をMSE擁壁が拘束するため，橋台竪壁とMSE擁壁の笠コンクリート部にひびわれ損傷が確認される．



図 3.108　路面の状況

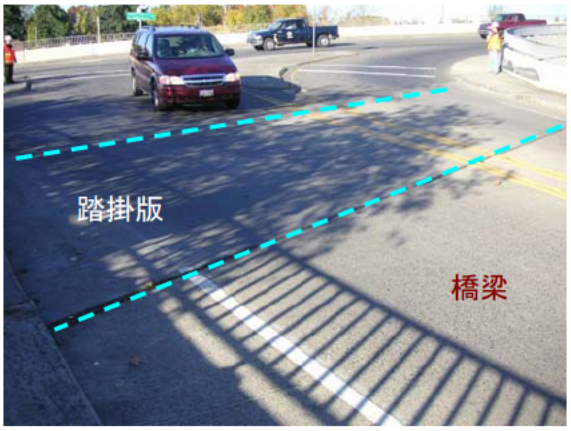


図 3.109　路面の状況（橋台上）

橋面上および踏掛版についてもアスファル舗装が施されている．

(3) I-205 Over Highway 26［ＯＲ－２］

ポートランドを南北に通る州間高速道路205号線が州道26号線と交差する位置に架かるＲＣ箱桁を有するインテグラルアバット橋である．橋軸方向の桁伸縮に伴い生じたと想定される水平ひびわれが橋脚に確認された以外は，大きな損傷はみられなかった．

分　　類	インテグラルアバット橋	所在地	Multnomah Portland, OR
上部工形式	３径間連続ＲＣ箱桁	完成年	1981 年
橋　　長	64.7m	支間長	最大支間 34.1m
橋台基礎形式	H 形鋼杭 H-250	斜　角	86°

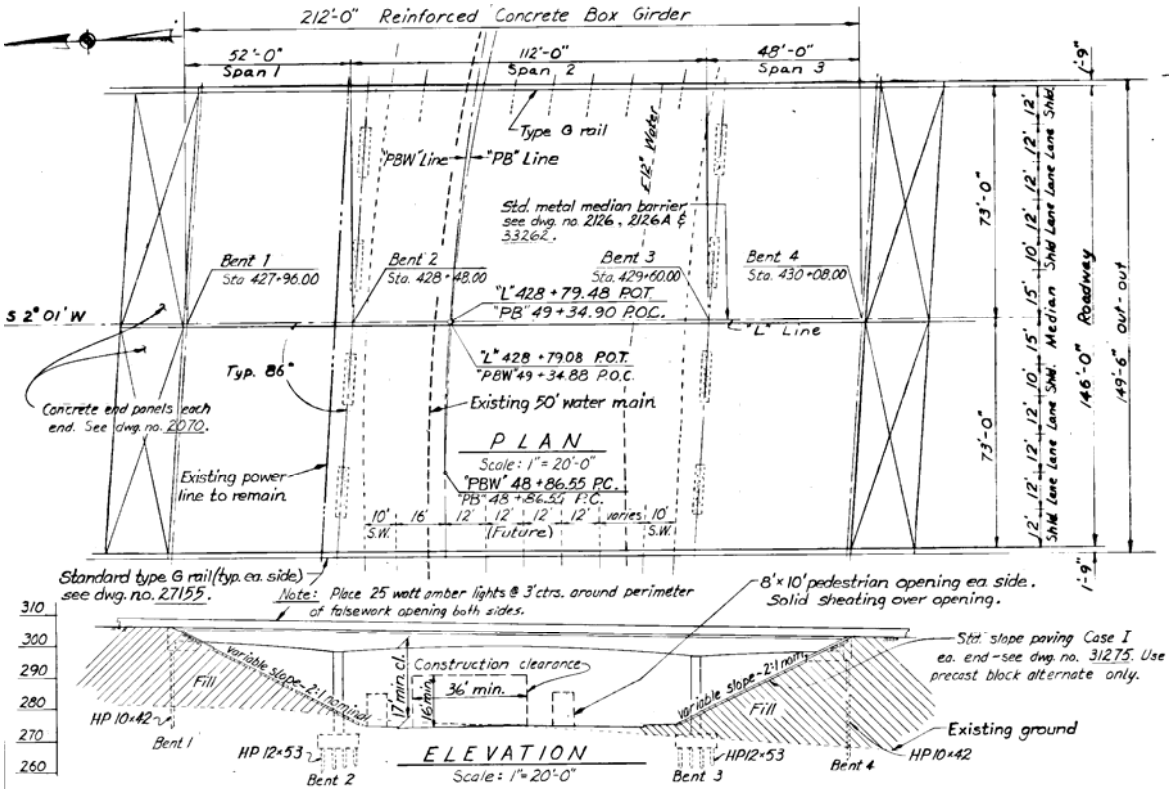


図 3.110　橋梁平面図と側面図



図 3.111　橋梁全景



図 3.112　上部桁と橋台の接合部

接合部に特に損傷は見られない．

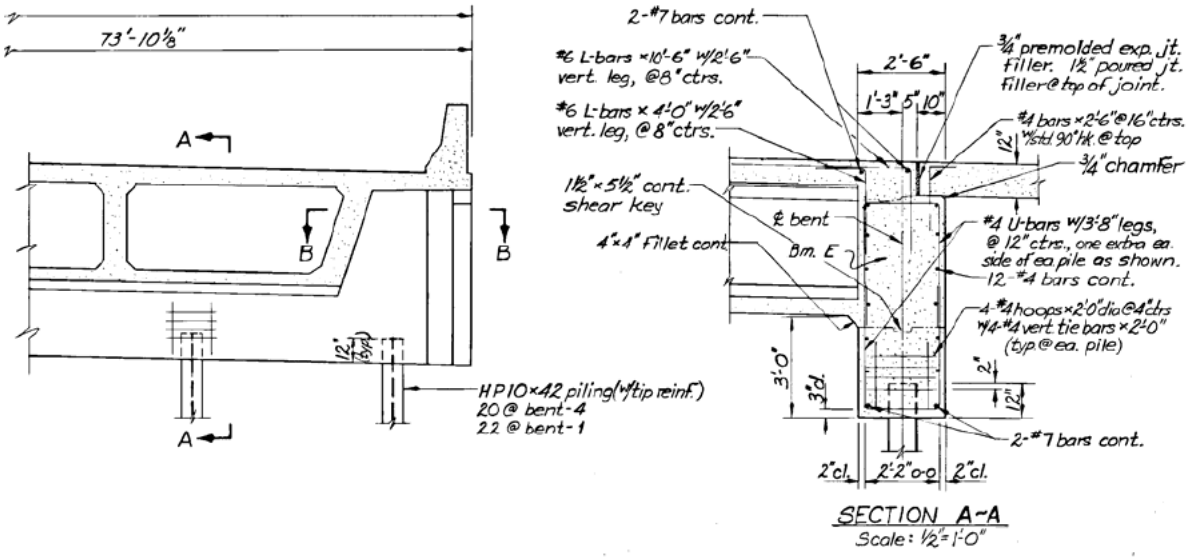


図 3.113　橋台の構造図



図 3.114　上部桁と橋台の接合部



図 3.115　上部桁と橋台の接続部

張出し床版との接合部の腹版に水平方向ひびわれが確認されたが，施工時に生じたものとのこと．

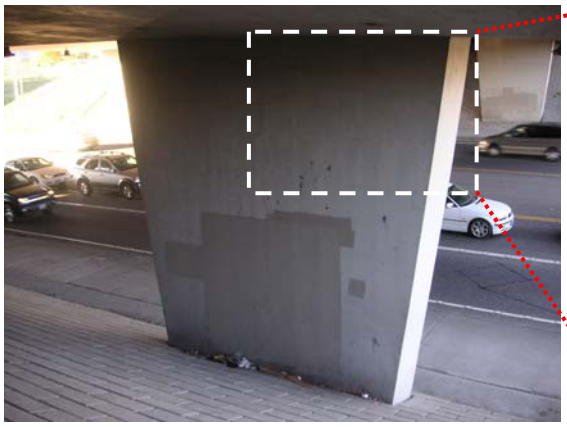


図 3.116　中間橋脚



図 3.117　中間橋脚に生じた水平ひびわれ

上部工の橋軸方向の水平移動を橋脚が拘束することにより生じたと考えられる.

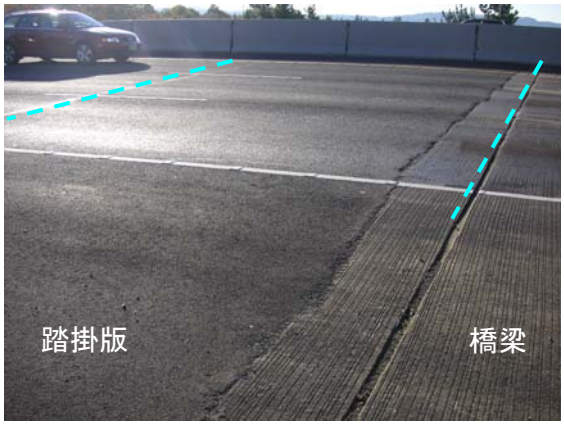


図 3.118　路面の状況



図 3.119　路面の状況

橋面上および踏掛版上はアスファルト舗装が施されており，その境界部のみコンクリート面が露出.

(4) Columbia Slough ＆ Holman ST. Highway 064［ＯＲ－３］

ポートランド空港近くの州間高速道路 205 号線がコロンビア沼を越える位置に架けられたＰＣバルブＴ桁を有するインテグラルアバット橋である.斜角が 48° 37’と小さく，上部桁と橋台の接合部にひびわれ損傷が確認された.

分　　類	インテグラルアバット橋	所在地	Multnomah Portland, OR
上部工形式	３径間連続ポステンＰＣＴ桁	完成年	1980 年
橋　　長	94.9m	支間長	最大支間 36.6m
橋台基礎形式	H 形鋼杭 H-305	斜　角	48° 37’

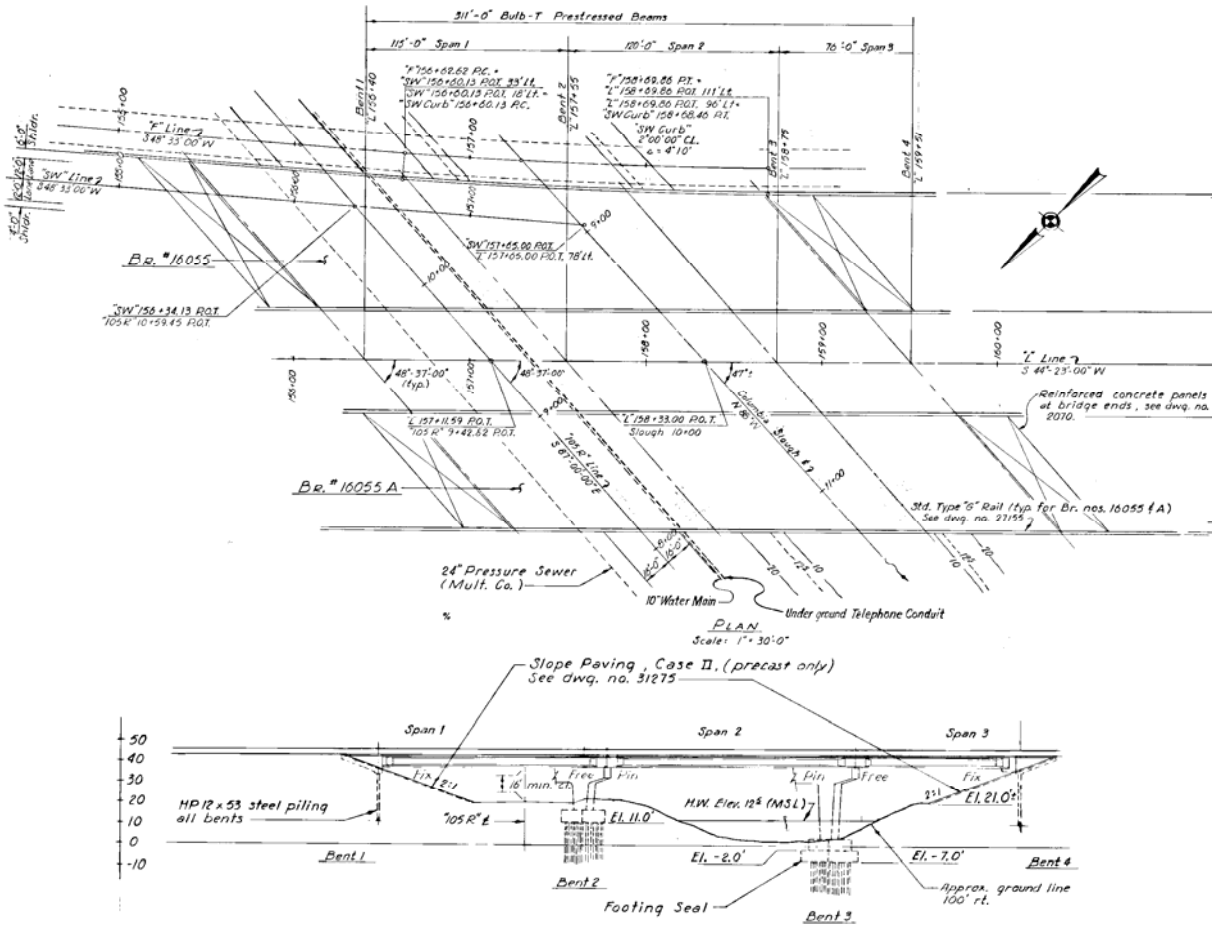


図 3.120　橋梁平面図と側面図



図 3.121　橋梁全景



図 3.122　桁下より望む

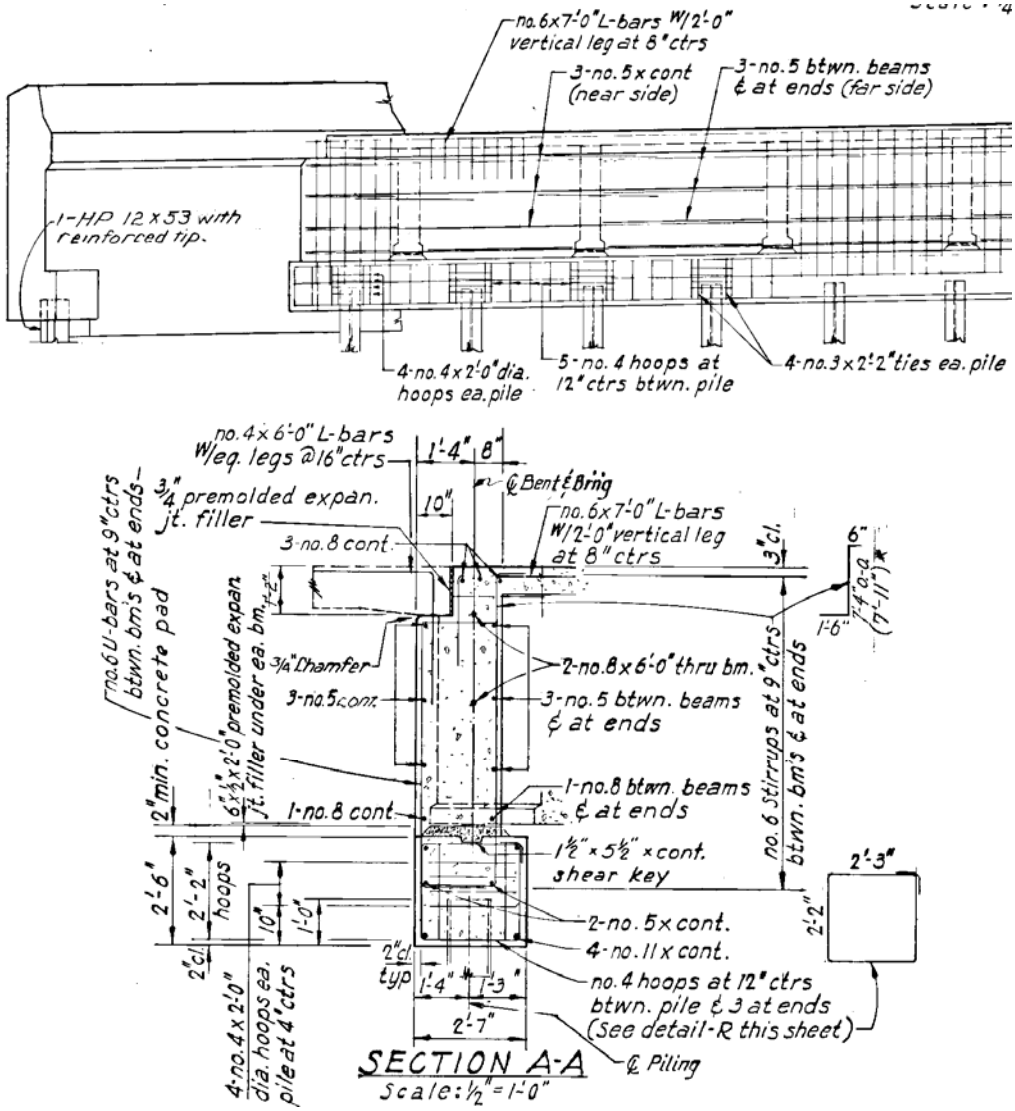


図 3.123　橋台の構造図



図 3.124　橋台

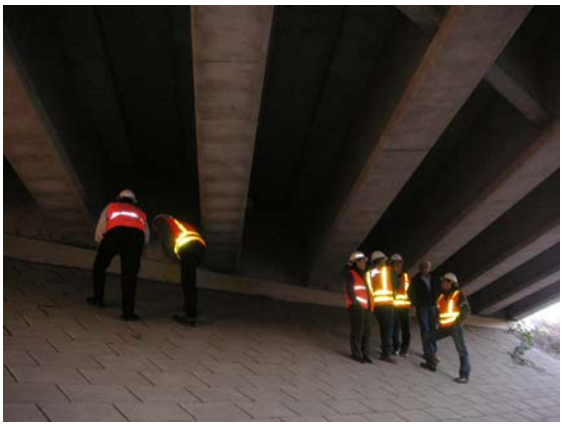


図 3.125　橋台前面部



図 3.126　上部桁と橋台の接続部

主桁（外桁）の接続部に沿ってひびわれを確認.



図 3.127　上部桁と橋台の接続部

主桁（内桁）の上部においてひびわれ損傷の補修痕有



図 3.128　橋台竪壁部のひびわれ損傷

橋台竪壁一面にひびわれが生じている.



図 3.129　上部桁と橋台の接続部

(5) NE Arata Road over Highway 2［ＯＲ－４］

Columbia Slough & Holman ST. Highway 064 橋の西，州間高速道路 205 号線上に架かる 238th ST.のインテグラルアバット橋．桁と橋台の接合部において，桁側に大きなひび割れが発生している．

分　　類	インテグラルアバット橋	所在地	Multnomah Portland, OR
上部工形式	2 径間連続 PC 箱桁	完成年	2001 年
橋　　長	73.2m	支間長	最大支間 38m
橋台基礎形式	鋼管杭　φ324	斜　角	77°　14’

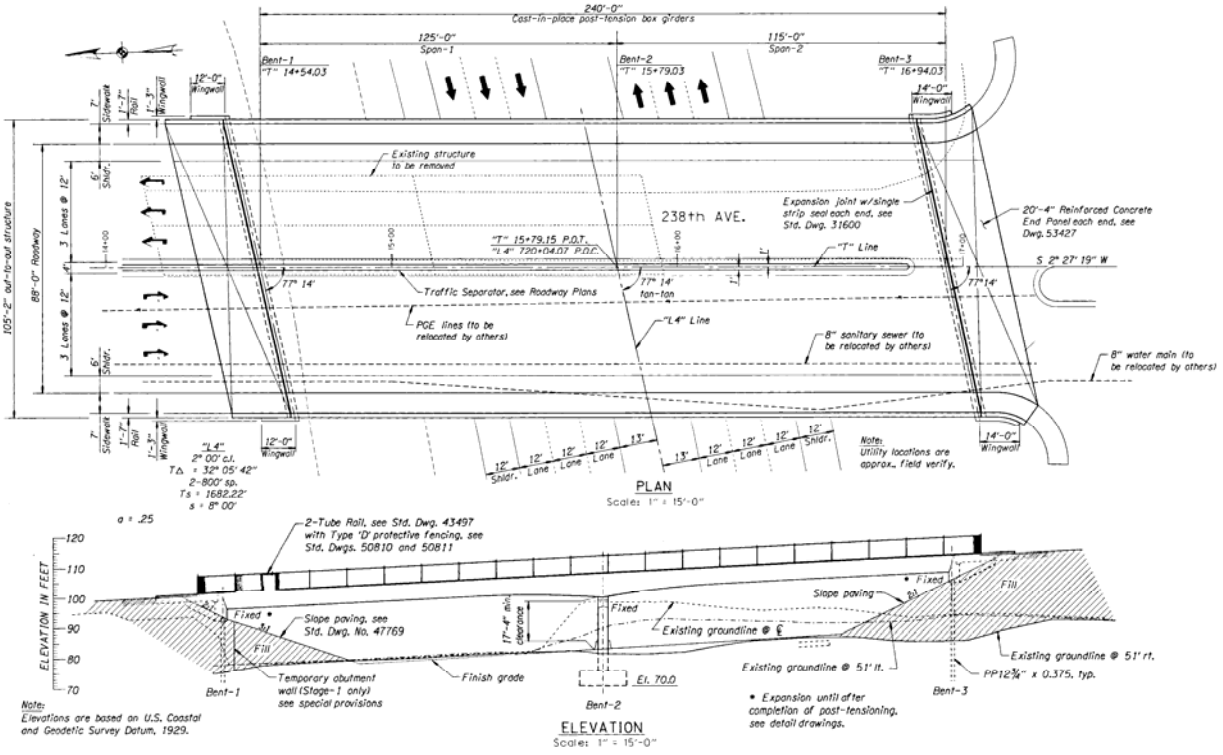


図 3.130　橋梁の平面図および側面図



図 3.131　橋梁全景



図 3.132　桁下から望む

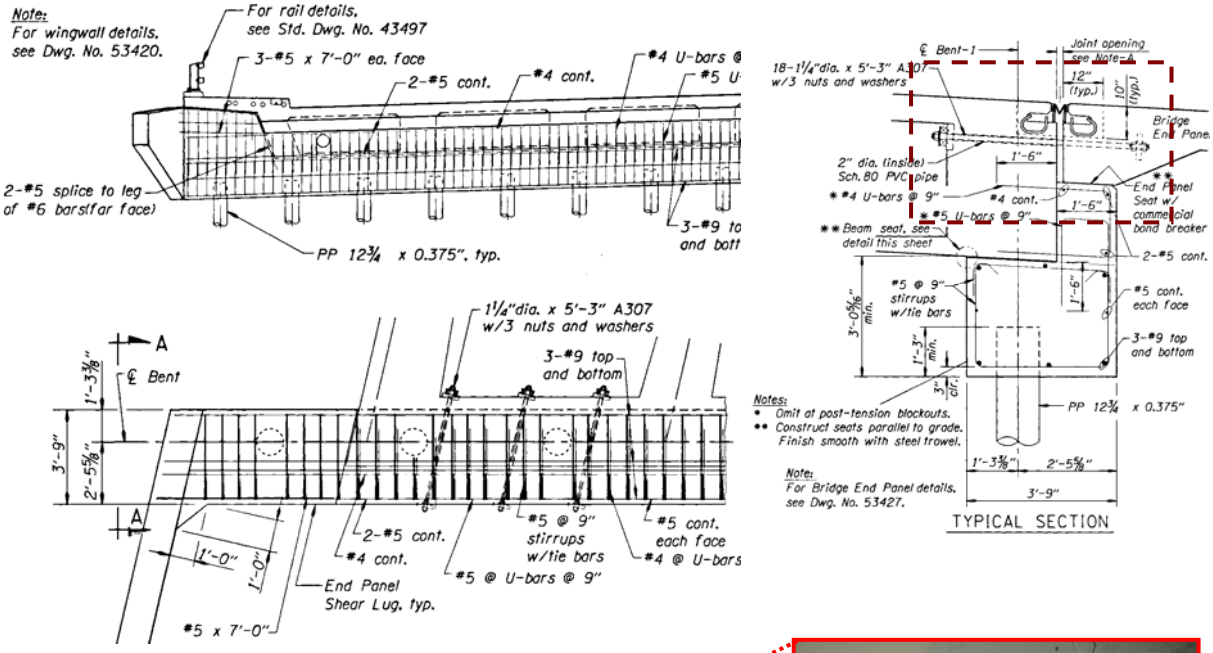


図 3.133　橋台構造図

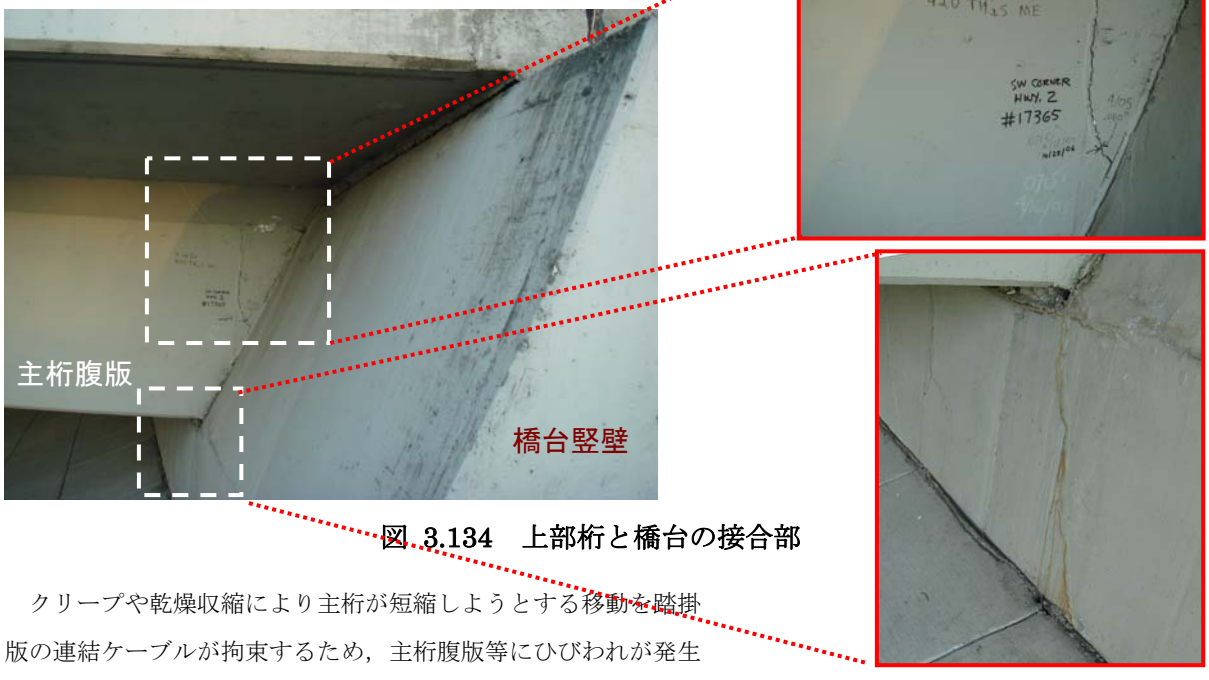


図 3.134　上部桁と橋台の接合部

クリープや乾燥収縮により主桁が短縮しようとする移動を踏掛版の連結ケーブルが拘束するため，主桁腹版等にひびわれが発生



図 3.135　路面の状況

橋台と踏掛版の間に伸縮装置が設置されている．



図 3.136　踏掛版端部の損傷

伸縮装置が配置されている踏掛版端部にひびわれが発生している．



図 3.137　踏掛版の連結ケーブル定着部

箱桁内部の連結ケーブルの定着部であり，温度変化による桁の伸縮に対応するため，定着板と台座に離隔が確保されている．

(6) Sylvan Bridge Over Crossing［ＯＲ－５］

米国調査における唯一のセミインテグラルアバット橋である.

分　　類	セミインテグラルアバット橋	所在地	Multnomah Portland, OR
上部工形式	単純鋼箱桁（耐候性鋼）	完成年	2002 年
橋　　長	62.2m	支間長	62.2m
橋台基礎形式	鋼管杭　φ610	斜　角	56°　34’　47”

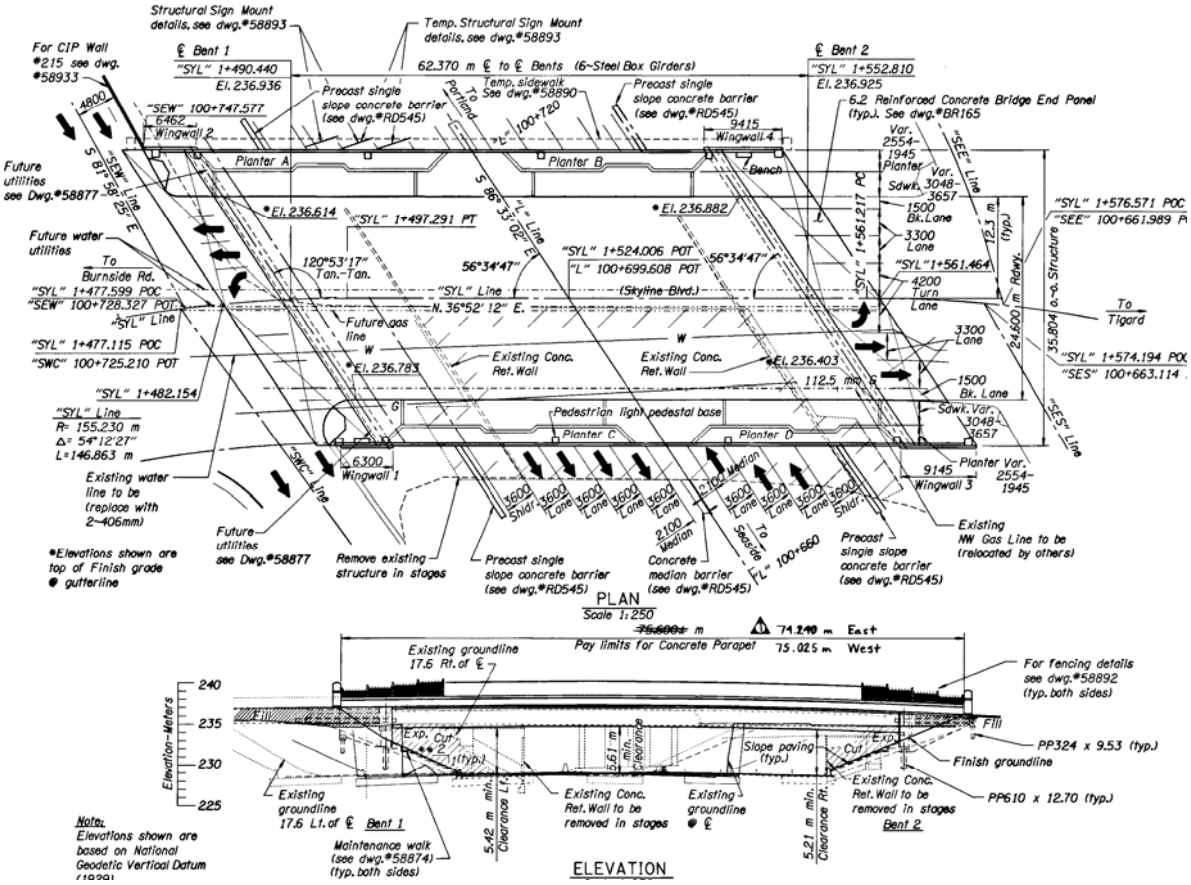


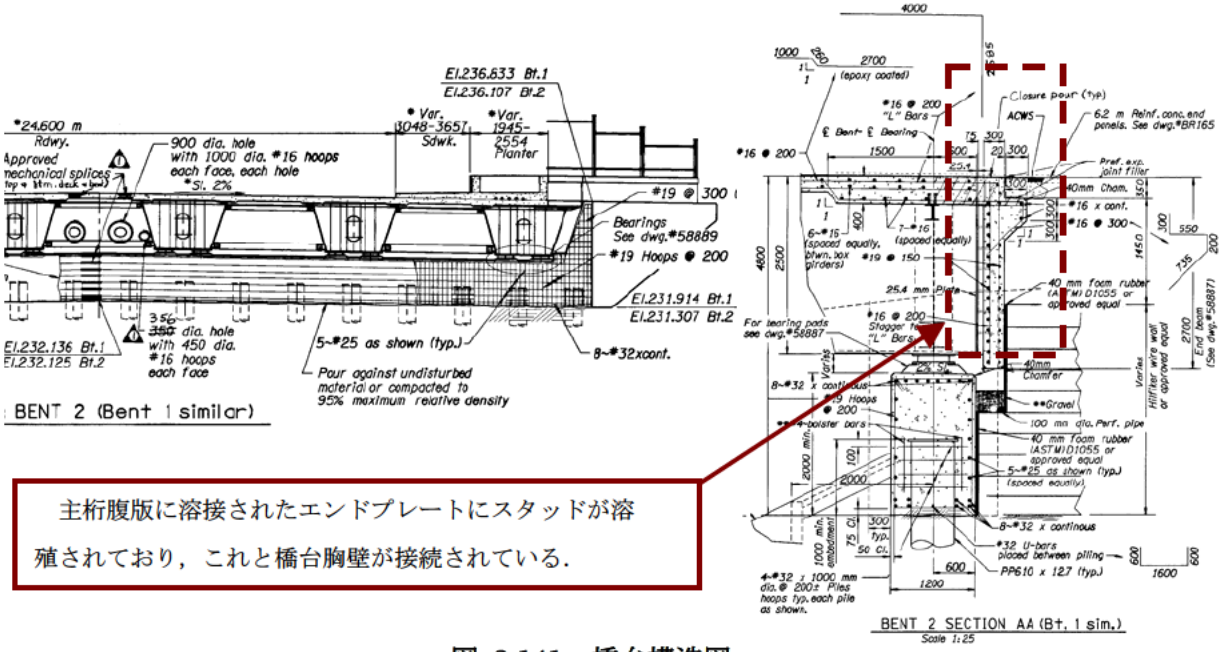
図 3.138　橋梁の平面図および側面図



図 3.139　橋梁全景



図 3.140　桁下から望む



主桁腹版に溶接されたエンドプレートにスタッドが溶殖されており，これと橋台胸壁が接続されている．

図 3.141　橋台構造図



図 3.142　上部桁と橋台の接続部



図 3.143　上部桁と橋台の接続部

橋台胸壁と橋座の間に遊間があることが確認できる．



図 3.144　支承の配置

ゴム支承の配置から，斜角が小さいことが確認できる．

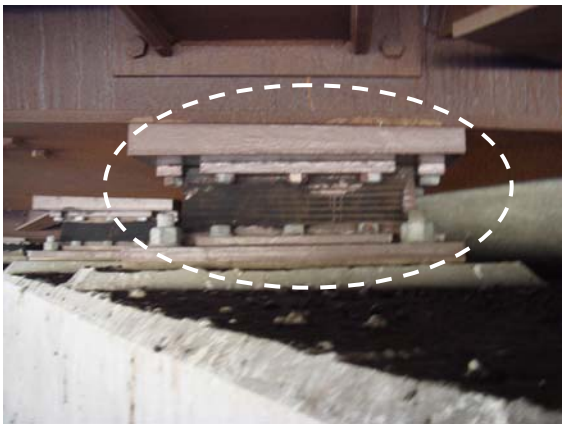


図 3.145　ゴム支承の変形

鋼桁との接続部の床版および竪壁のコンクリート打設時には，仮支承（ジャッキアップ）し，硬化後に本沓に受替える計画であったが，本沓を設置した後にコンクリートを打設したため，支承の変形が入った．

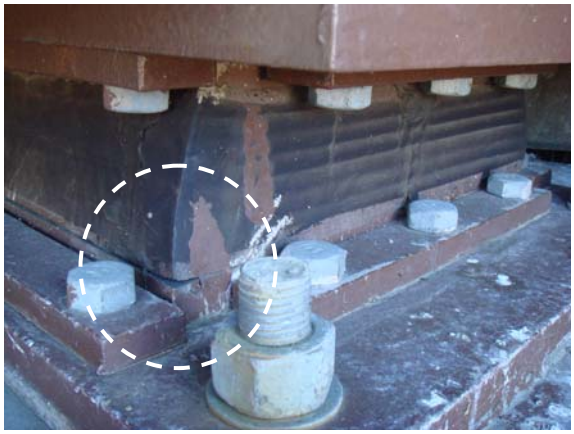


図 3.146　ゴム支承の変形

図 3.145に示す変形が，ゴム支承の変形性能以上に生じため，ゴム端部が浮上りが生じている．

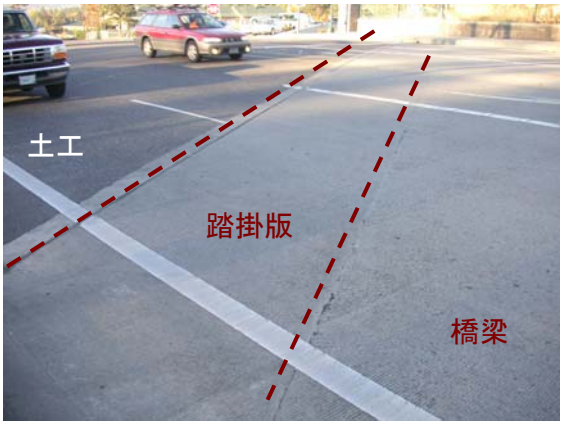


図 3.147　路面の状況

橋面および踏掛版にはアスファルト舗装は施されていない．

(7) East Fork Chehalem Creek Bridge［ＯＲ－６］

分　　類	インテグラルアバット橋	所在地	Yamhil Portland, OR
上部工形式	３径間連続 PC 箱桁ラーメン	完成年	1995 年
橋　　長	82.7m	支間長	最大支間 27.8m
橋台基礎形式	鋼管杭　φ324	斜　角	最大 83°40’35”

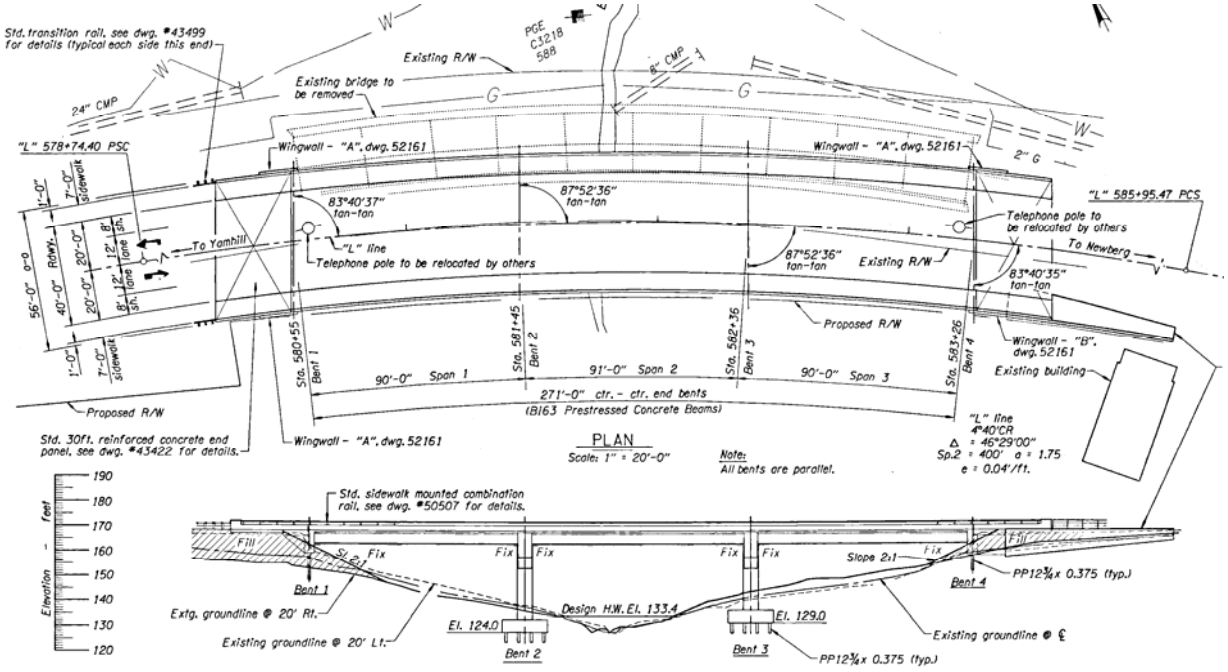


図 3.148　橋梁の平面図および側面図



図 3.149　橋梁全景



図 3.150　桁下より望む

中間支点上横桁と橋脚梁を一体化させている．

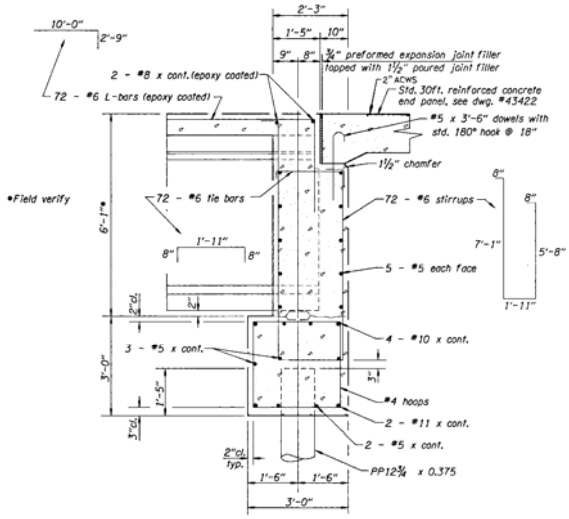


図 3.151　上部桁と橋台の接続部



図 3.152　橋台



図 3.153　上部桁と橋台の接合部

橋台竪壁に水平方向のひびわれが確認

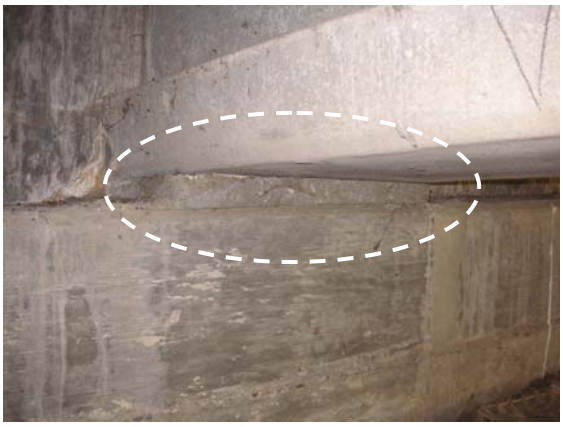


図 3.154　上部工と橋台の接続部

主桁の仮受け用に敷きモルタルが施工されている．



図 3.155　橋台竪壁の貫通孔

添架管を設置するためと想定される貫通孔から，裏込排水用の砕石が流出



図 3.156　橋台裏込土の沈下

図 3.155の拡大図．橋台竪壁の貫通孔と埋設管が裏込土の沈下によりずれが生じている．そのずれた部分より排水用砕石や土砂が流出している．



図 3.157　RC 床版のひびわれ

RC 床版のひびわれから遊離石灰が析出．



図 3.158　路面の状況

裏込土の沈下によると思われる路面の陥没．

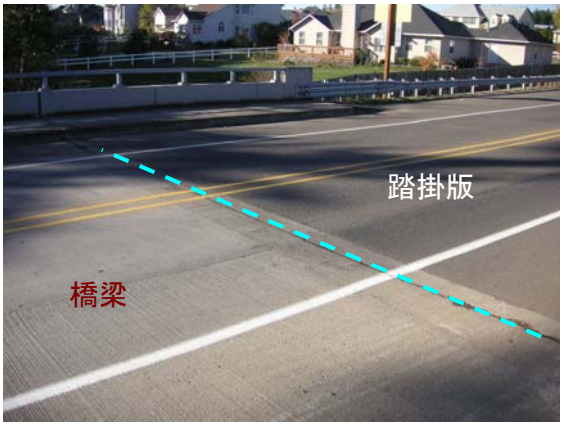


図 3.159　路面の状況

(8) Nahalem River Bridge［ＯＲ－７］

本橋は，1939 年に架橋された旧橋の拡幅橋として，架設された橋梁で，斜角も 45° と小さい.

分　　類	インテグラルアバット橋	所在地	Washington Portland, OR
上部工形式	３径間連続 PC バルブＴ桁	完成年	1975 年
橋　　長	55.5m	支間長	最大支間 21.3m
橋台基礎形式	H 形鋼杭 H-250	斜　角	45°

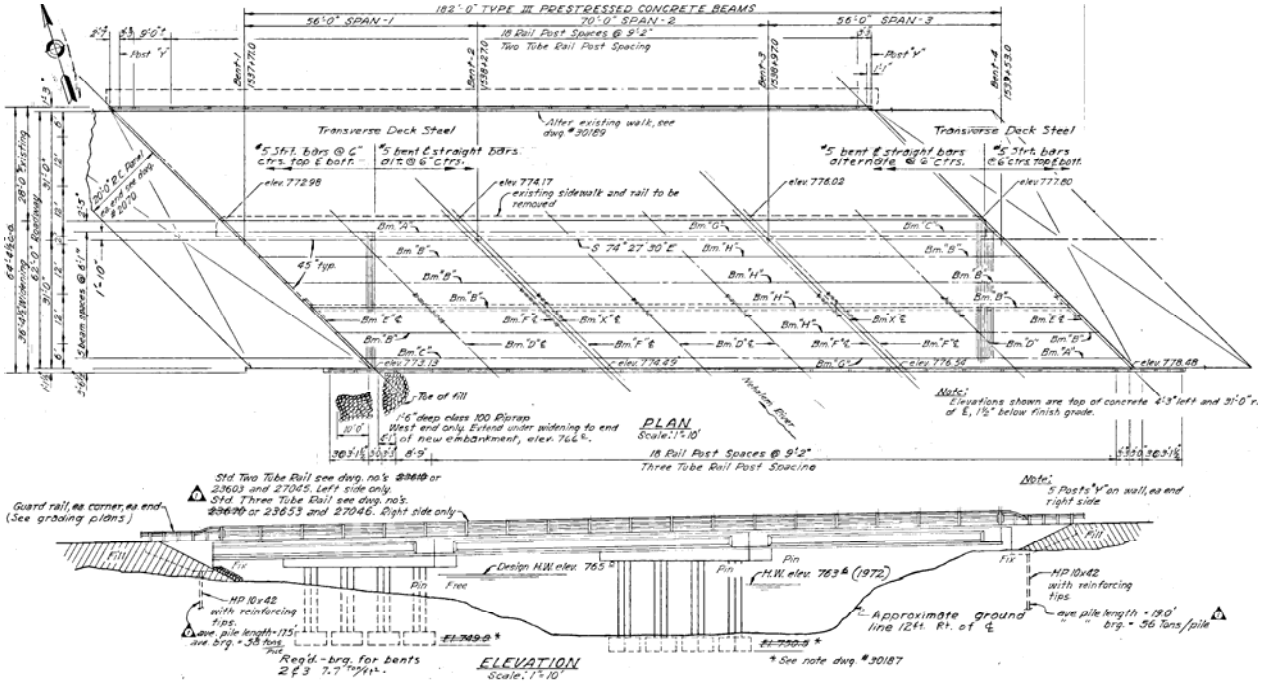


図 3.160　橋梁の平面図および側面図



図 3.161　橋梁全景（旧橋）



図 3.162　桁下より望む（左：新橋）

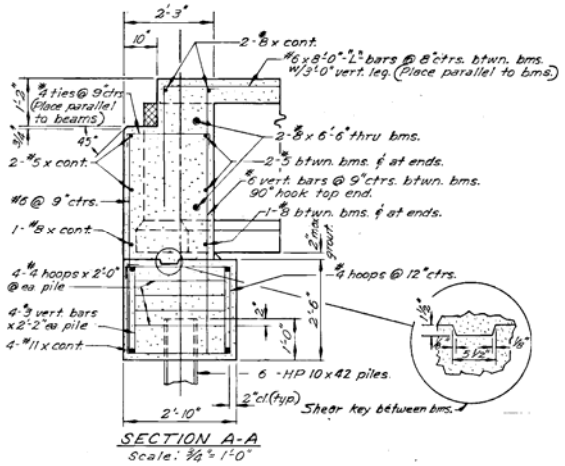


図 3.163　橋台側面図

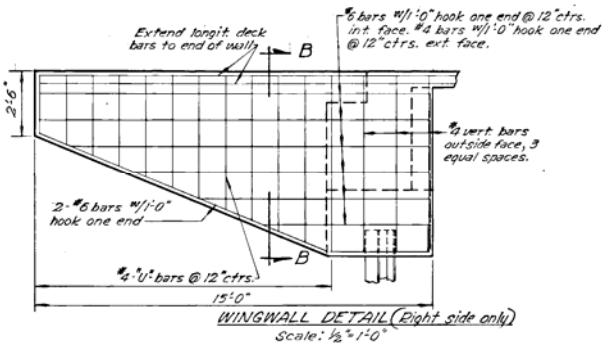


図 3.164　橋台側面図（翼壁）



図 3.165　上部桁と橋台の接続部

主桁の仮受け用の敷きモルタルが施工されている.



図 3.166　橋台翼壁の状況

翼壁に鉛直および水平方向のひびわれを確認



図 3.167　路面の状況

橋面上にはアスファルト舗装が施されており，橋梁部と土工部の見分けがつかない.

(9) South End of Columbia River（Astoria）Bridge［ＯＲ－８］

オレゴン州とワシントン州の州境となっているコロンビア川の渡架橋のオレゴン州側の取付橋の最端部の橋梁で，曲率半径の小さい曲線橋となっている．

分　　類	インテグラルアバット橋	所在地	Clatsop Portland, OR
上部工形式	３径間連続 RC 箱桁	完成年	1966 年
橋　　長	44.8m	支間長	最大支間 19.5m
橋台基礎形式	H 形鋼杭	斜　角	不明

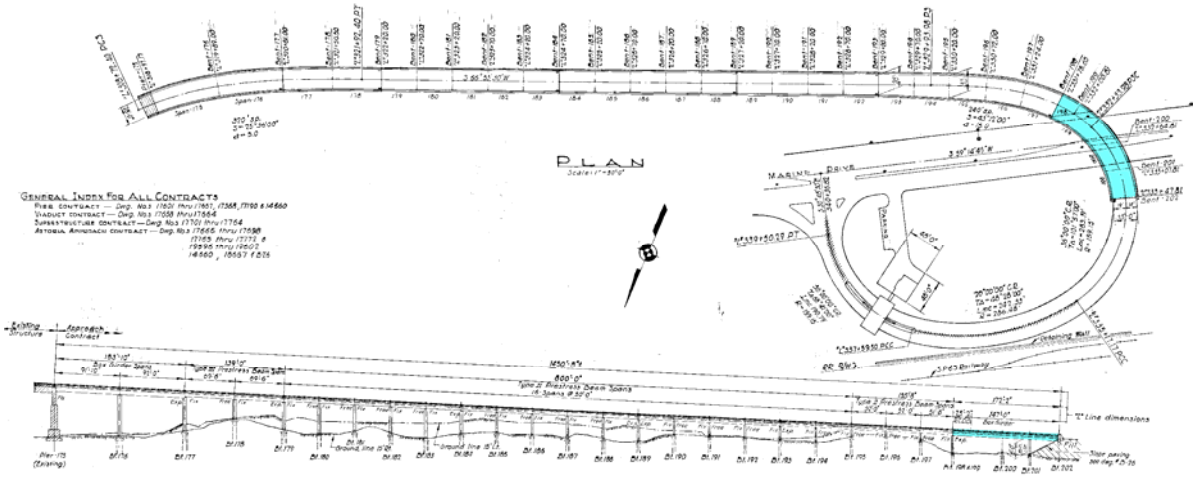


図 3.168　橋梁の平面図および側面図（網掛）



図 3.169　橋梁全景



図 3.170　桁下から望む

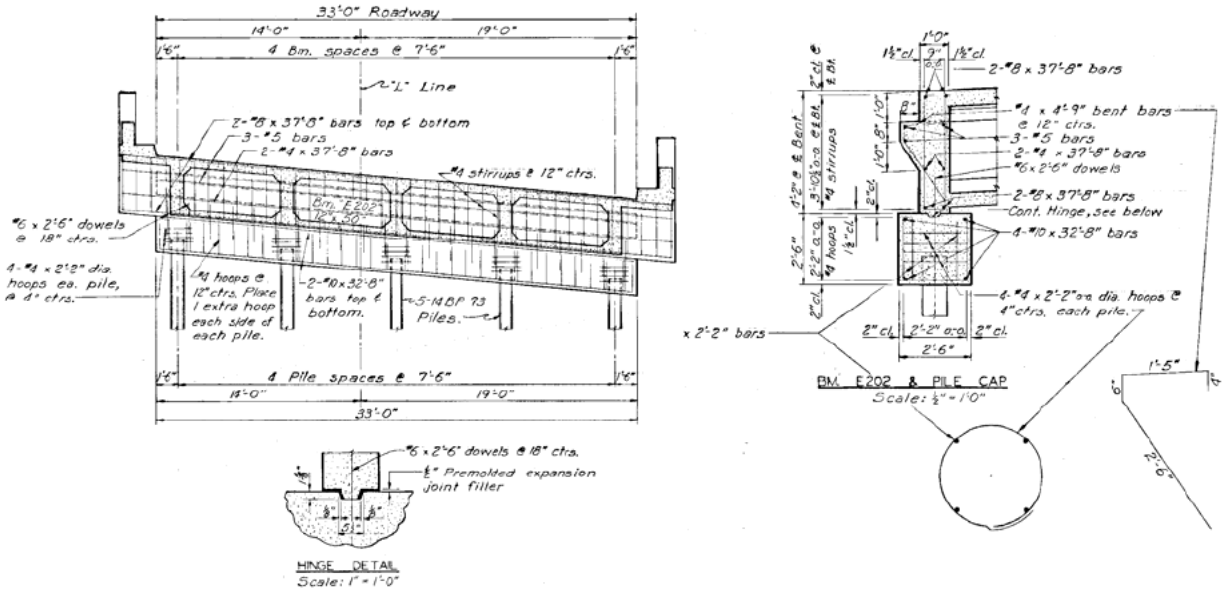


図 3.171　橋台構造図



図 3.172　桁端部の状況



図 3.173　路面の状況

盛土に覆われており詳細は不明



図 3.174　コロンビア川渡河部の橋梁

(10) John Day River Bridge［ＯＲ－９］

架橋地点は，John Day 川の河口付近のため，軟弱地盤が堆積しており，橋台背面盛土部はプレロード工法，橋台杭基礎は二重管による負の周面摩擦対策を施したが，プレロードが未完了のうちに橋梁架設した等の原因により，橋台背面が沈下し，杭頭が現地盤に露出した橋梁.

分　　類	インテグラルアバット橋	所在地	Clatsop Portland, OR
上部工形式	８径間連続床版・単純 PCT 桁	完成年	1990 年,1993 年踏掛版補修
橋　　長	337m	支間長	最大支間 72.7m
橋台基礎形式	鋼管杭 φ324（鞘管 φ406）	斜　角	90°

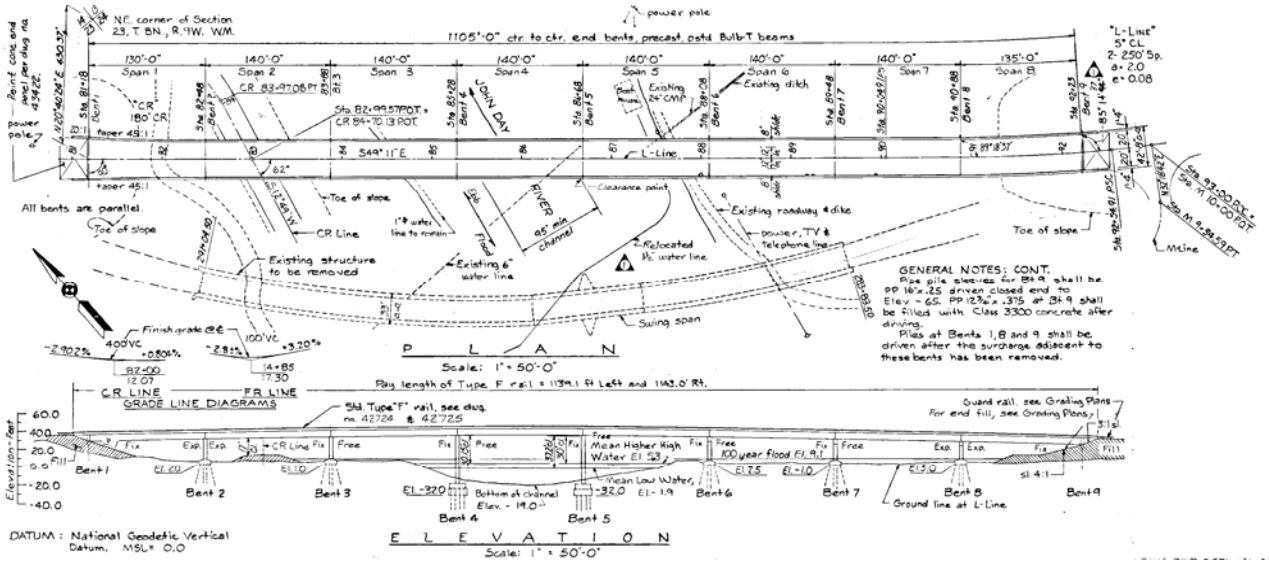


図 3.175　橋梁の平面図および側面図



図 3.176　橋梁全景



図 3.177　桁下より望む

橋台側面部に盛土の沈下痕が確認できる.

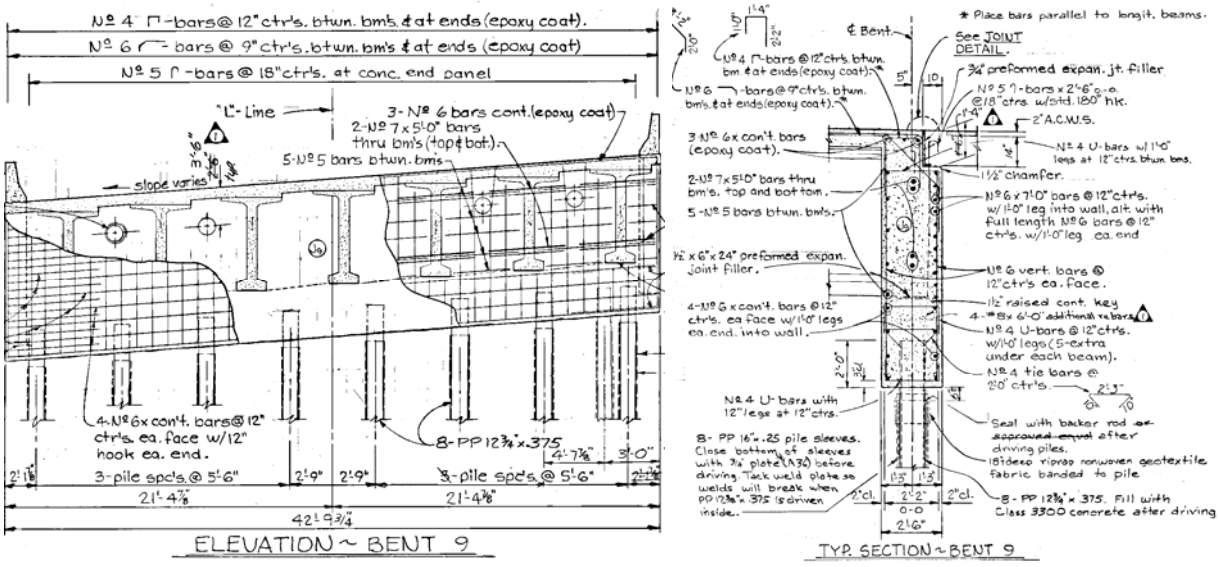


図 3.178　橋台部構造図



図 3.179　橋台部の沈下状況

橋台周面地盤の沈下により，橋台竪壁下端が露出.

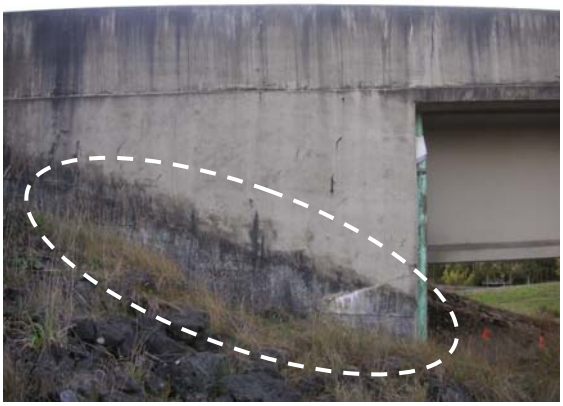


図 3.180　橋台部の沈下状況（側面）

橋台側面部に盛土の沈下痕が確認できる.



図 3.181　橋台前面部の損傷

主桁下端よりひびわれが生じ，遊離石灰が析出している.



図 3.182　橋台側面部の損傷

主桁より生じたひびわれが橋台側面部にまで伸びている.



図 3.183　露出した鋼管杭

杭の負の周面摩擦対策として設置された鞘管は地盤とともに沈下し，本杭の杭頭が露出.

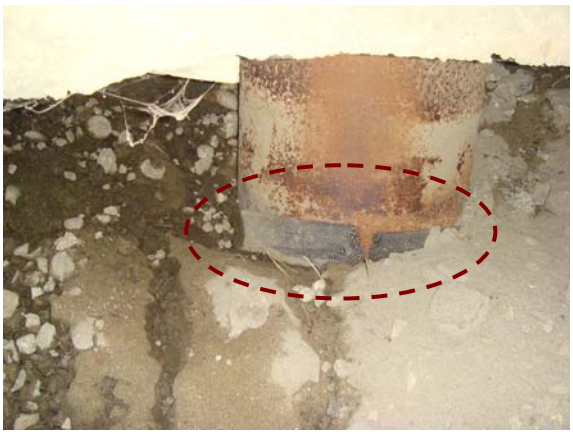


図 3.184　露出した鋼管杭周りの間詰材

本杭と鞘管の間詰めに配置されたジオコンポジトが露出.



図 3.185　路面の状況

橋台裏込土の沈下により踏掛版も沈下.



図 3.186　路面の状況

踏掛版の沈下により段差が生じている.



図 3.187　中間支点上の状況

主桁は単純桁なのに対し，床版のみ連続構造としているため，中間支点上の床版にひびわれが発生.遊離石灰の析出も見られる.



図 3.188　路面の状況（中間支点上）

橋面アスファルト舗装にもひびわれが見られる.

3.6 オレゴン州における意見交換

3.6.1 概要

1）調査日　　：平成 18 年 10 月 30 日（月）8:00～13:00
　　平成 18 年 11 月　1 日（水）7:40～11:15

2）調査内容　：①オレゴン州におけるインテグラルアバット橋の概論と技術基準
　　②インテグラルアバット橋の基礎設計
　　③連邦高速道路局（FHWA）によるインテグラルアバット橋に関する全米調査結果の概要

3）訪問先　　：Courtyard by Marriott-Portland Hotel, Conference Room

4）米側出席者：①**Bruce Johnson**,
　　Oregon State Bridge Engineer, Bridge Engineering Section,
　　Oregon Department of Transportation, Salem
　　E-mail: Bruce.V.JOHNSON@odot.state.or.us
　　②**Hormoz Seradj**,
　　Steel Design Standards Engineer, Bridge Engineering Section,
　　Oregon Department of Transportation, Salem
　　E-mail: Hormoz.Seradj @odot.state.or.us
　　③**Jan Six**,
　　Senior Geotechnical Engineer, Bridge Engineering Section
　　Oregon Department of Transportation, Salem
　　E-mail: Jan.L.SIX@odot.state.or.us
　　④**Ray Mabey**,
　　OTIA III Bridge and Design Build Deputy Program Manager
　　E-mail: Raymond.Mabey@odot.state.or.us
　　⑤**Steve Drahota**,
　　Oregon Bridge Delivery partners
　　E-mail: steve.drahota@obdp.org
　　⑥**Tim Rogers**,
　　FHWA Oregon Division Bridge Engineer,
　　Washington Division Office
　　E-mail:tim.rogers@fhwa.dot.gov
　　⑦**Louis Triandifilou**,
　　FHWA Resource Center Bridge Engineer,
　　FHWA Resource Center – Baltimore, Maryland
　　E-mail:lou.traindafilou@fhwa.dot.gov
　　⑧**Hota Gangarao Ph.D.**,
　　West Virginia University, Morgantown, West Virginia
　　E-mail:ghota@wvu.edu

5) 入手資料　：① Binder：“Integral Abutment　Japan-US Technology Exchange”
② CD-ROM：“Integral Abutment Japan-US Technology Exchange”
－①に含まれる資料の電子データ
－「Integral Abutment & Jointless Bridges 2005」論文集
③ Power Point File：“IAJB 2004 SURVEY SUMMARY “
④ Power Point File：“2006 ODOT Integral Abutment Study Tour “
⑤ CD-ROM：“A Guide To Oregon Covered Bridges”(ODOT)
⑥ CD-ROM：“HPM TRAINIG I~IV” FHWA Resource Center
⑦ Oregon Standard Drawings（３枚）

6) 話題提供スケジュール：

10/30	9:00～11:00	Hormoz Seradj　(ODOT)
	11:15～11:50	Masahiro Takeguchi　(PWRI)
	11:50～13:00	Jan Six（ODOT)
11/1	8:25～10:20	Gangaro Hota（West Virginia）
	10:25～11:15	Steve Drahota（OBDP）



図 3.189　米側の挨拶(B. Johnson 氏)



図 3.190　日本側調査団の挨拶（中谷氏）

3.6.2 意見交換の概要

(1)インテグラルアバット橋の概論

Hormoz Seradj 氏より，資料①を用いて「インテグラルアバット橋の概論」について説明があった．

1)インテグラルアバット橋の利点について

- 支承と伸縮装置がないため，初期コストの低減，施工時間，そして事故に対するリスクがない．
- 維持管理が容易であることから，ライフサイクルコストに優れている．
- オレゴン州では，1914 年に完成したインテグラルアバット橋があるが，依然として供用されている．

2)インテグラルアバット橋の接合部の動きに影響を与える要因

材料特性（膨張係数，弾性係数，ポアソン比等），構造寸法，施工誤差，施工方法，橋台の角度，取付部の舗装の変形，地盤条件に起因する下部工の動き，動的あるいは静的な構造物の応答と相互作用など．

3)オレゴン州におけるインテグラルアバット橋の設計基準等について

- 橋台竪壁下面から基礎地盤まで 15 ft（約 4.6m）以上ある場合にインテグラルアバット橋を採用する．
- 橋台部の沈下によって生じる橋台背面路面勾配が 1/200 以下に抑えられる場合にインテグラルアバット橋を採用する．沈下が抑えられない場合には，地盤改良を行う．
- 平面曲線の制限は，曲率半径 400m 以上
- 橋台の斜角制限は，60°以上
- インテグラルアバット橋の設計では，地震時を除く最も厳しい条件（例えば温度変化）の組み合わせで行う．温度また，斜角が小さい場合は，全ての部材に対して「ねじれ」の影響を考慮する必要がある．
- 斜角の小さいインテグラルアバット橋では，H形鋼杭の「弱軸」を温度変化方向に向ける（橋台に斜角がある場合は，橋台方向ではなく温度変化の方向に向ける）．
- オレゴン州の地震は，主にカリフォルニア州の境界付近と西海岸地区に集中している．地震動は，最大加速度で 200～600gal である．
- 強震域におけるインテグラルアバット橋の実績は未だないが，採用を控えているわけではない．
- 温度変化による桁伸縮に伴う水平変位の制限値は，使用限界状態として各々の橋台で 3（±1.5）in.（約 76 ㎜）である．ただし，H形鋼杭のフランジの幅の 20%以上が降伏とならないことを照査する必要がある（図 3.192参照）．テネシー州とは異なり，橋台や路面にひびわれを発生させないことをコンセプトとしている．
- ミネソタ州立大学の研究者は，「杭と橋台との接合部（キャップ）は，温度変化によって最も損傷を受けやすい．」としている．オレゴン州では，構造上の弱点を接合部にもってこない設計を基本としている．杭頭の橋台への差し込み深さは，同大学の研究成果を参考に決定している．

- 橋台へ差し込んだ鋼杭は，接合部におけるモーメントを固定として設計している．
- ＭＳＥ擁壁は，過去の使用事例はあるものの，問題が多発しており現在はインテグラルアバット橋では採用していない．ただし，セミインテグラルアバット橋では，採用の選択肢として有．
- 橋台の鋼杭は，温度変化による橋台部の浮上りに対しても設計する．
- 踏掛版を設けるものとし，背面土との摩擦係数 0.54 を考慮して設計する．
- 上部桁と橋台部の接合は，Closure Pour（最終コンクリート打設）によって行う．ただし，乾燥収縮やクリープなどを考慮して，床版（上部工）のコンクリート打設後，最低でも３日間の期間をおく．
- 背面土の安定性は，地震時の抵抗，温度変化に対する抵抗をそれぞれ照査する．
- 背面土は，十分な締固めを行う必要がある．そのために，「Density Test（締固め試験）」を２回以上／層の実施することを求めている．
- 踏掛版と土工部舗装との境界部において，温度変化時の相対変位が 1in.を超える場合には，踏掛版の前後に伸縮装置を設ける．あるいは，踏掛版を固定して，踏掛版の端部に伸縮装置を設ける．
- 橋梁端部では，排水構造に対して十分に配慮する必要がある．
- 翼壁は，ひびわれの発生を抑制するために，より大きな荷重に耐え得るよう設計する．また，斜角が小さい橋の場合は，ダイアフラムや橋台と翼壁の接合部の強度について，特に配慮が必要である．

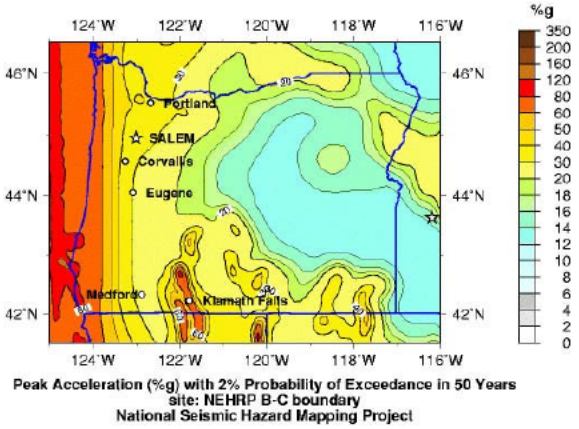


図 3.191　オレゴン州の地震ﾊｻﾞｰﾄﾞﾏｯﾌﾟ 6)

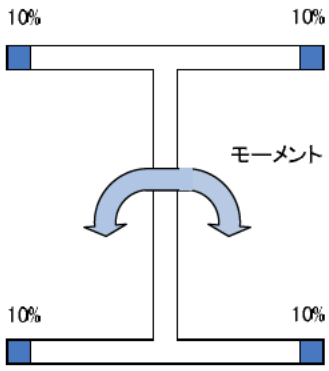


図 3.192　H 形鋼杭の降伏域の照査



図 3.193　Hormoz Seradj 氏の話題提供

(2)インテグラルアバット橋の基礎設計

Jan Six 氏より，資料①を用いて「インテグラル橋の基礎の設計における課題」について話題提供された．

1)背面土の特性とその剛性

- 背面土に求められる性能は，①沈下を抑えること，②地震時荷重や温度変化による繰り返しの荷重などに対して抵抗できること，③積極的な排水をすること
- 背面土は，各層がほぼ水平に 200 ㎜以内の厚さとなるよう施工するとともに，どの層とも最大 95%の締め固め度が確保できるよう配慮する．

2)橋台部の剛性

- 背面土の剛性は，カリフォルニア州交通局で用いられる式で求められる．

$$P_{force} = H_{bw} \times W_{bw} \times 239\,(kPa) \times \left(\frac{H_{bw}}{1.7} \right)$$

ここに，H_{bw} ：橋台竪壁高（mm）

W_{bw} ：橋台幅（mm）

3)基礎杭の設計と「L Pile」解析

インテグラルアバット橋における地盤と構造物との相互作用を考慮した基礎の設計計算には，解析ソフト「L Pile」を用いることができる．

- 基礎杭の施工法としては，打込み杭やプレボーリング，負の周面摩擦対策として用いる鞘管が適用できる．
- 基礎杭の種類としては，鋼管杭や H 形鋼杭が適用できる．また，設置方向（強軸，弱軸），結合方法（固定か自由），杭の寸法（半径や長さ）や剛性などが設定できる．
- 地盤条件として，地盤の種類や単位重量，強度（φなど）が多層地盤として，設定できる．

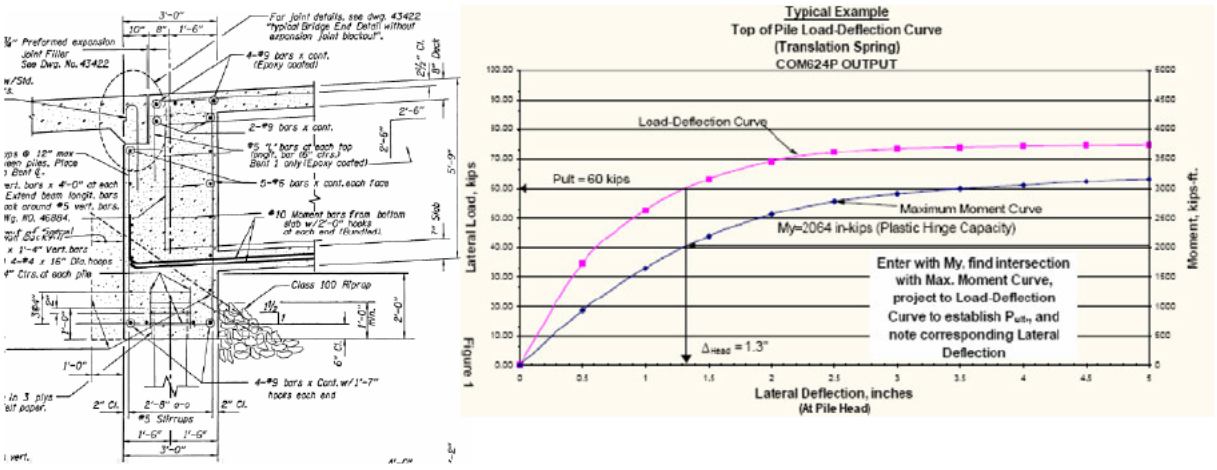


図 3.194　L Pile による解析例

(3)インテグラルアバット橋に関する全米調査結果の概要

Louis Triandifilou 氏より，資料③を用いて，2004 年に FHWA が中心となって実施した「インテグラルアバット橋およびジョイントレス橋に関する全米調査」の結果の概要についての報告があった. FHWA では, 1994 年にもウェストバージニア大学と提携して，インテグラル橋の全国調査を行っており，この 2004 年の調査が２回目である．この調査結果は，2005 年に開催された，インテグラルアバットメントジョイントレスブリッジ（IAJB）会議にて発表された.

1)ジョイントレス橋の種類

調査対象のジョイントレス橋構造は，インテグラルアバット橋，セミインテグラルアバット橋，延長床版，インテグラル橋脚（剛結橋脚），中間支点部の連続化の６種類である.

2)調査結果

- 調査の結果，回答があった州は，全米 53 州・地域のうち 46 州であった（87%）
- 1995 年以降も全米では積極的にインテグラルアバット橋をはじめとするジョイントレス橋の採用が増加している.
- 回答のあった州のうち 78%の州で，橋梁設計時に積極的にインテグラルアバット橋（ジョイントレス橋）を採用していると回答している．特に，北部の州での採用が多く，路面の凍結防止剤散布に伴う，桁端部の腐食問題と密接に関係している.
- 現状では，インテグラルアバット橋に関する統一的な技術基準がないため，設計においては各州様々な仕様で設計が行われている.
- インテグラルアバット橋の普及にあたっては，これまでになされてきた研究成果をとりまとめた指針を作成する必要がある．この中では特に，①杭基礎の設計に用いる力，②杭基礎の回転（設置）方向，③曲線橋のインテグラルアバット橋の設計，等について論じる必要がある．また，ＭＳＥ擁壁を用いたインテグラルアバット橋の設計や背面土の取り扱い，さらには，踏掛版の詳細構造，踏掛版端部と舗装路面との接合部等の課題についても検討する必要がある.

なお，本プレゼンテーションの詳細な内容については，巻末の参考資料に添付した.



図 3.195　Louis Triandifilou 氏の話題提供

(4)インテグラルアバット橋の設計法について

Hota Gangarao 氏より，インテグラルアバット橋の解析および設計法について説明がなされた．内容の構成は，①概要，②上部工の解析と設計，③杭基礎の解析と設計，④推奨事項の構成である．

- 橋梁構造であれば，温度変化による桁の伸縮による水平変位から逃れられない．よって，伸縮量を吸収する構造をどの部位にもっていくかが，検討課題となる．
- 短支間の橋梁の場合，沈下量の差が生じることが問題である．ただし，どのような橋梁においても沈下は生じるものである．例えば，オハイオ州では 350 の橋で沈下が問題となっている．その原因の一つが，杭の施工上の問題である．特に摩擦杭において沈下が問題となっている．
- インテグラルアバット橋の設計は，「Design Efficiency (設計の能率)」を与えるものであり，設計において TLDF （Transfers Load Distribution Factor）を改善することができる．
- 構造解析の結果，インテグラルアバット橋に関する推奨事項が挙げられた．なお，この結果については，米国土木学会の橋梁ジャーナルに発表している．
- 橋台の高さや，杭の補強方法やその向きについては，未だ複数の議論がある．
- H 形鋼杭の向きは，橋軸方向に弱軸を向ける方が強軸を向けるより好ましい．
- コンクリートの材齢により，クリープや乾燥収縮の解析に用いるヤング率を調整する必要がある．
- 杭の長さは，橋台の挙動に柔軟に追従するために 20ft.以上がよい．
- 斜角が 60° より小さい橋梁にはインテグラルアバット橋は適用しないのがよい．
- 踏掛版は 20～30ft，あるいはそれ以上延長するのがよい．
- 杭頭のパイルキャップと桁との接合部のコンクリートは最後に打設するのがよい．
- 夏期には，鋼桁における温度勾配が問題となる．多くの場合，その温度分布はバイリニアで近似し計算される．コンクリート桁の場合は，温度勾配は，あまり問題とならない．
- 杭の設計は，AASHTO の荷重抵抗係数法により行われる．
- 米国の多くの州では，依然として許容応力度法によって設計が行われている．



図 3.196　Hota Gangarao

(5)OTIAⅢ SBDP におけるインテグラルアバット橋の設計手順について

Steve Drahota 氏より，OTIAⅢSBDP（Oregon Transportation Investment Act Ⅲ State Bridge Delivery Program）とは，オレゴン州内の約 365 橋の補修と架替えを行うプロジェクトであり，このプロジェクトにおけるインテグラルアバット橋を含む橋梁の設計手順について説明があった．

1)設計方針

OTIAⅢ SBDP における橋梁設計法の重要な箇所については，2000 年に発行されたペンシルバニア州交通局（PennDOT）のものを参考にしている．杭基礎のダクティリティに関する設計は，「Rational Design Approach for Integral Abutment Bridge Piles」（交通研究所報告 No.1223）を参考にしている．

2)インテグラルアバット橋の適用制限

- 温度変化による橋台の水平変位の制限　…1.5in.（約 38 ㎜）
- 斜角

  橋長 130 ft.（約 40m）以下の単純桁の場合…60°以上

  橋長 130 ft.（約 40m）以上の単純桁の場合…70°以上

  多径間の場合（支間長によらず）　　…70°以上
- 曲率…センターラインの曲率半径 1,200 ft（366m）以上

3)設計手順

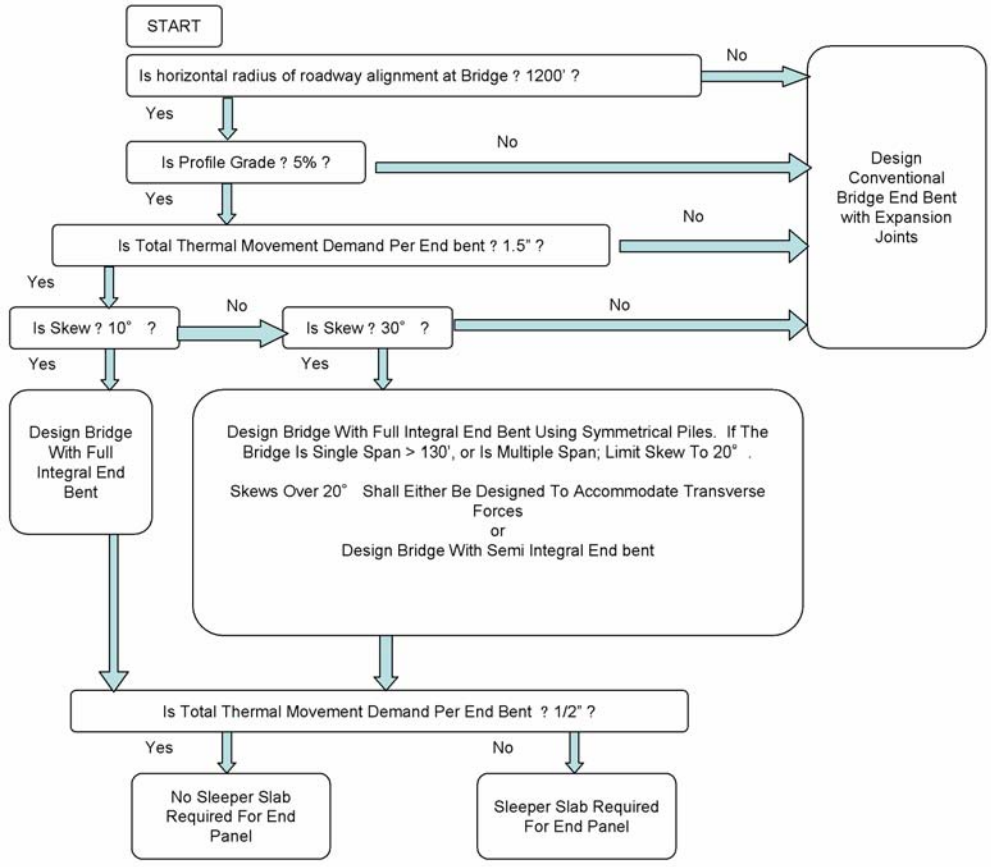


図 3.197　インテグラルアバット橋の設計手順

図の斜角の表記は，（90－α）°で示している．

【2.1 概論】

- 橋台部の橋軸直角方向については，死荷重，活荷重，風荷重といった常時の荷重に対する上部工の影響も考慮して設計する．
- インテグラルアバット橋の全ての構造部材は，AASHTO LRFD の橋梁設計編に示される荷重の組み合わせに対して設計しなければならない．

【2.2 活荷重】

- 活荷重は，断面の全ての桁に等分布に作用させる．
- 桁端部と橋台部は，動的荷重による影響を考慮する．
- 踏掛版は，単純桁として設計する．

【2.3 橋軸方向の挙動】

- インテグラルアバット橋の設計で，最も優先されるべき問題が橋軸方向の動きである．以下は，PennDOT の手法．
- 橋軸方向の挙動については，温度変化の影響に加えて上部工の乾燥収縮，クリープを考慮する．
- 橋軸方向の挙動は，伸縮桁長と中間橋脚および橋台の剛性を考慮して決定する．
- 地盤と杭基礎間の伝達剛性（Translational Stiffness）は，BDDM（Bridge Design and Drafting Manual）1.1.4.2 節を参考にして決定する．
- 設計上の温度変化はBDDMを，上部工の温度変化に関する線膨張係数はAASHTOを参考にする．また，上部工のクリープおよび乾燥収縮に関しては BDDM を参考にする．

【2.4 杭の設計】

- 杭は，鉛直荷重に加えて橋軸方向の変位に起因する水平荷重に対して設計する．
- 杭の設計は，以下の３ケースについて照査される．

  （ケース１）地盤の影響を考慮した部材モーメントと軸力に抵抗する構造部材としての耐力．

  （ケース２）地盤に力を伝えるのに必要な杭の性能(例：杭の貫入深さ)．

  （ケース３）伝達された力を支持するのに必要な地盤の性能（例：支持力）．
- インテグラルアバット橋の基礎としては，鋼管杭あるいは H 形鋼杭を用いる．H 形鋼杭は弱軸を橋台の中心線と平行に向ける．
- 杭の貫入深さは，BDDMの値を参考にする（表 3.8参照）．
- 支持地盤までの最低深さは，15 ft.（約 4.6m）とする．それ以下の場合は，地盤を削孔して杭を挿入する（プレボーリング）か，セミインテグラルアバット橋を採用する．
- 杭の解析は，計算ソフト「L-Pile」を用いて以下の３ステップで行う．

  （ステップ１）温度変化による最大の鉛直変位と水平変位を杭頭に作用させる．

  （ステップ２）杭頭に仮想のモーメントを作用させ，これを漸増させていく．モーメントを大きくするにつれて，杭頭の回転変位が変化する．

  （ステップ３）杭の最終状態としては，以下の２つとなる．

① 杭頭の回転変位が，死荷重と活荷重の組み合わせによって生じる上部工の回転変形と同等となる．

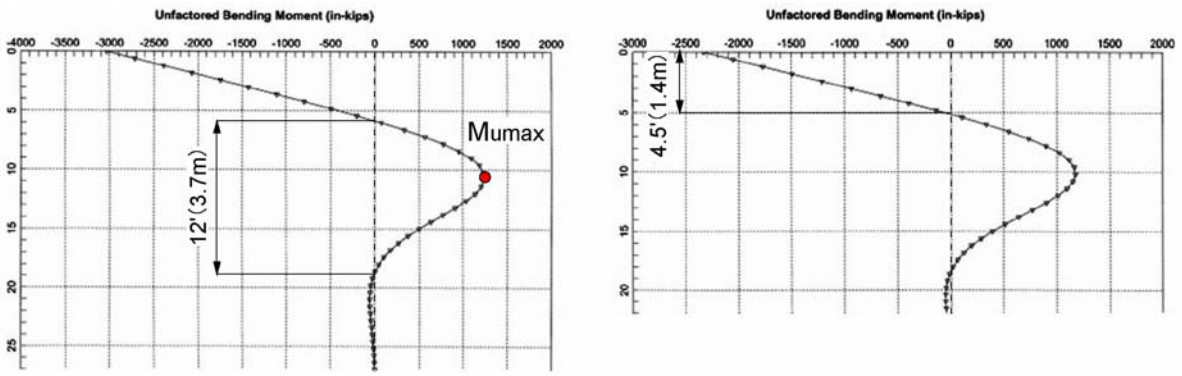
② 杭頭のモーメントが杭の弾性モーメントと同等になる．

※ これらの解析手順は，杭の剛性に比べて，上部工の剛性が十分に大きいという仮定の上のものである．

- 杭の要求性能として，荷重に対する十分な支持力のほか，必要な柔軟性を有していることが照査される．
- 押込み杭の必要長は，モーメントがゼロになる２点間の距離とする．また，杭の柔軟性（Flexural Capacity）については，モーメントがゼロになる点からの回転変形性能について照査する（図 3.198参照）．

表 3.8　H 形鋼杭および鋼管杭の橋台竪壁の最小根入れ深さ

Piles:	Minimum Embedment
HP 10X42 and HP 12x53	20"
HP 12X74 and HP 14X89	24"
HP 14X117	27"
PP 10 ¾ X 0.38 and PP 12 ¾ X 0.38	15"
PP 16 X 0.38 and PP 16 X 0.50	20"



a）杭の軸力に対する耐力照査　　b）杭の柔軟性に対する耐力照査

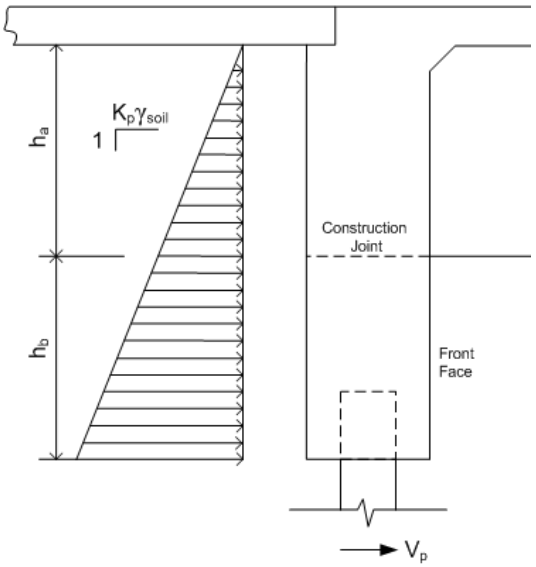
図 3.198　L-Pile による杭基礎の設計（杭の曲げモーメントの例）

【2.5 橋台竪壁の設計】

インテグラルアバットの竪壁の設計は，BDDM に準拠するとともに，以下の事項を満足させる．

- パイルキャップは，鉛直方向の死荷重（桁や床版），プレストレス力，施工荷重に対して設計を行う（架設時の照査）．
- 上下部剛結後については，死荷重および活荷重に対して全断面として設計する．
- 橋台の竪壁は，背面土による受動土圧と杭のせん断力／モーメントに対して，橋梁が温度変化によって最も伸張した状態で設計する．
- 橋台竪壁は，上部工下面で固定され，竪壁下面が自由端となった片持ち梁として仮定する（図 3.199参照）．
- 橋台竪壁は，桁の端部における押し抜きせん断に対して設計する．鋼桁の場合には，押し抜きせん断を避けるために，竪壁に差し込まれた補剛材を取り付ける．

・ 斜角が 70° を超える場合，橋軸直角方向の荷重に対しては，せん断キーを設けて設計する．
・ 地盤の受動土圧に対する荷重係数は，AASHTO には決められていないが，ここでは，最大係数として，1.35 を用いる．
・ セミインテグラルアバット橋の竪壁は，温度変化による床版の面内の捻れを最小限にするために，捻れ力を伝達するせん断キーを設けて設計する．
・ 竪壁が受ける受動土圧分布の計算は，所定の数式によって求められる．



ここに，

Vt：温度変化時の桁伸縮による杭に生じるせん断力（kN）

γ_{soil}：地盤の単重(kN/m^3)

Kp：受働土圧係数

Mt：温度変化時の桁伸縮による杭に生じるモーメントあるいは全塑性モーメント（kN･m）

図 3.199　橋台竪壁の設計

3.7 カリフォルニア州における現地調査

3.7.1 インテグラルアバット橋

(1)調査位置

カリフォルニア州において調査したインテグラルアバット橋の位置を 図 3.200に示す．各橋梁の調査状況を，次頁以降に示す．

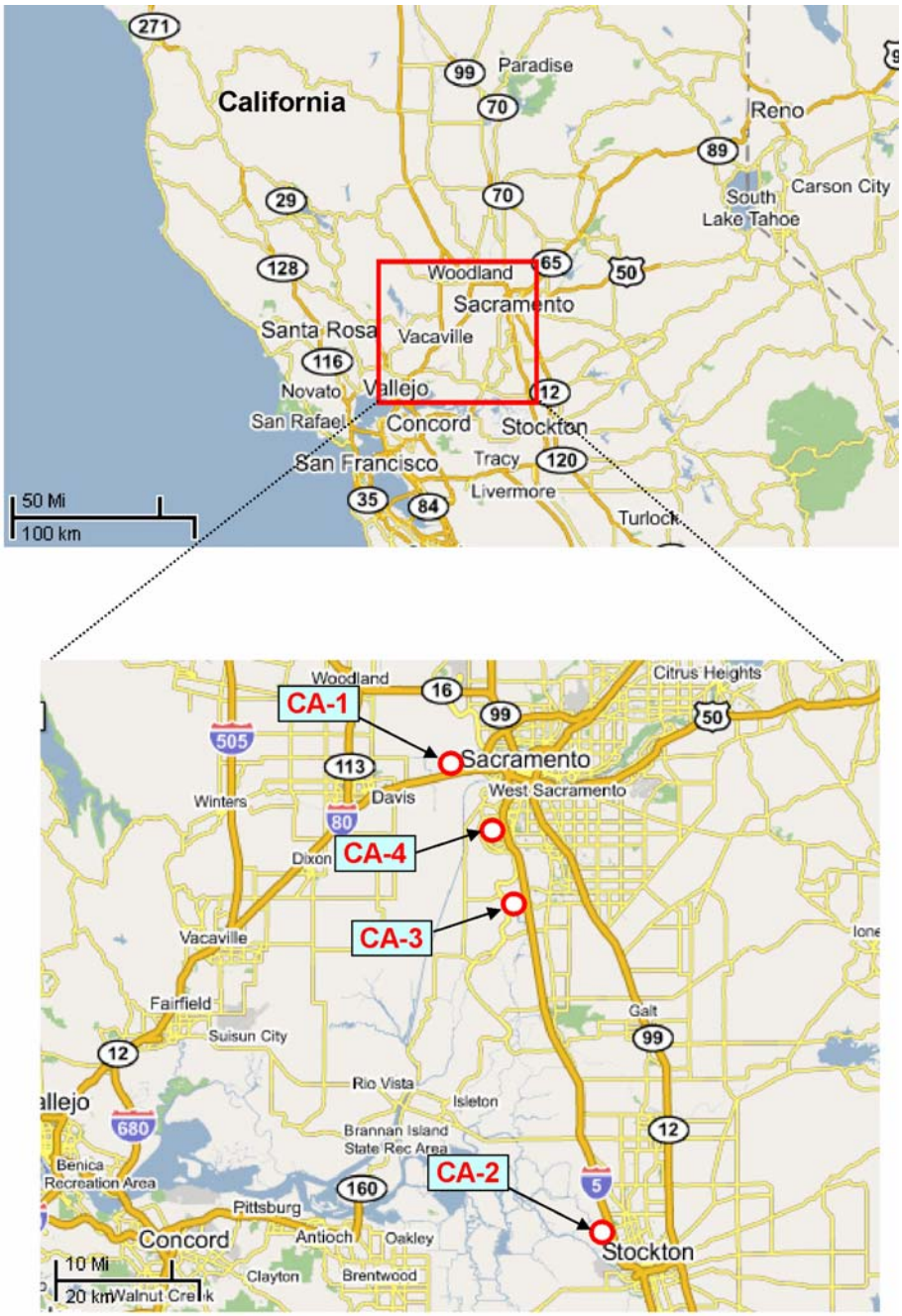


図 3.200　カリフォルニア州におけるインテグラルアバット橋の調査位置 [21)]

(2) Harbor Boulevard Over Crossing［ＣＡ－１］

サクラメント市の西，West Sacramento で，州道 50 号が Harbor 大通りと交差する箇所に架かるインテグラルアバット橋．踏掛版が設置されておらず，Harbor 大通りの大型車の走行により，橋台部の橋面舗装の劣化がみられた．

分　　類	インテグラルアバット橋	所在地	West Sacramento, CA
上部工形式	2 径間連続ＰＣ箱桁	完成年	1969 年
橋　　長	84.8m	支間長	最大支間 42.4m
橋台基礎形式	場所打ち杭（CIDH Pile）	斜　角	90°

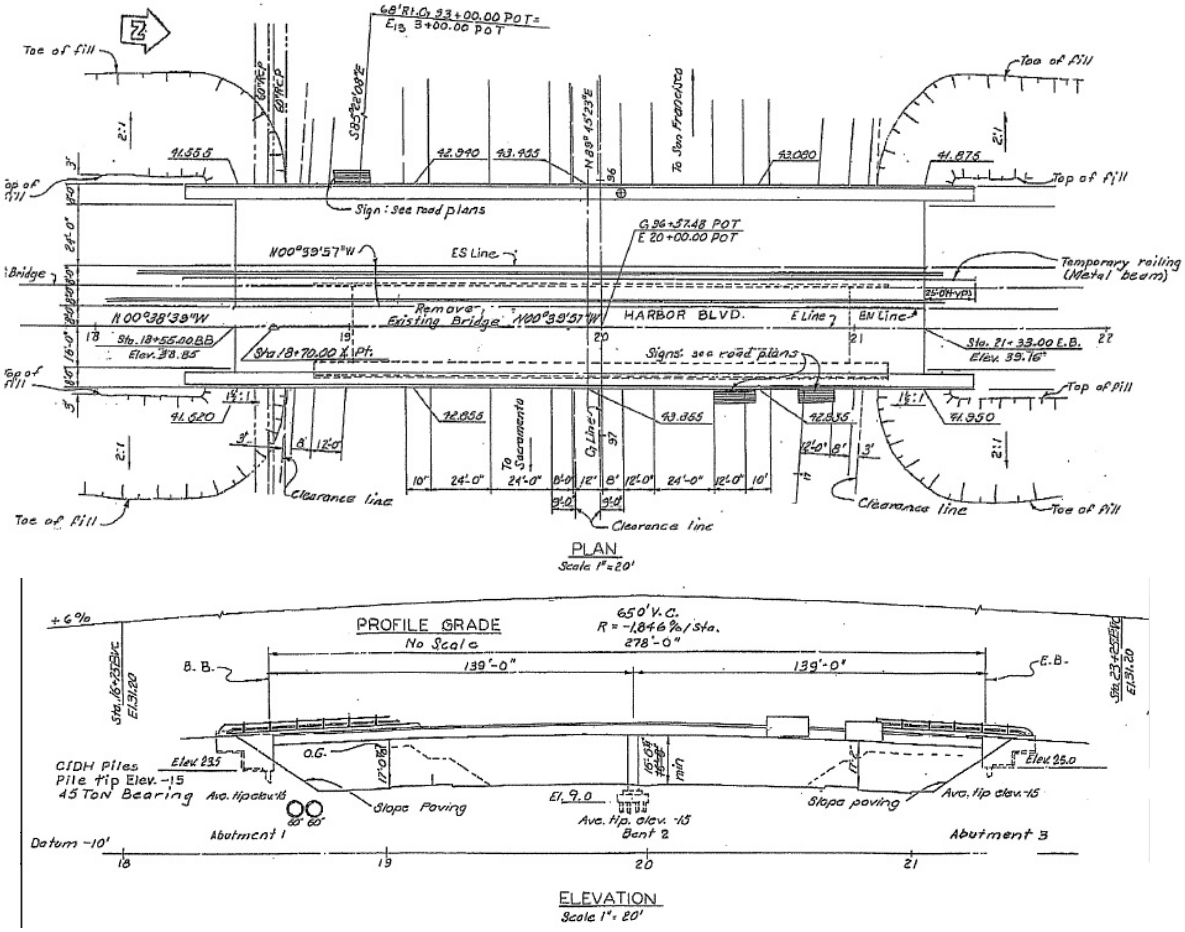


図 3.201　橋梁平面図と側面図



図 3.202　橋梁全景



図 3.203　桁下より望む

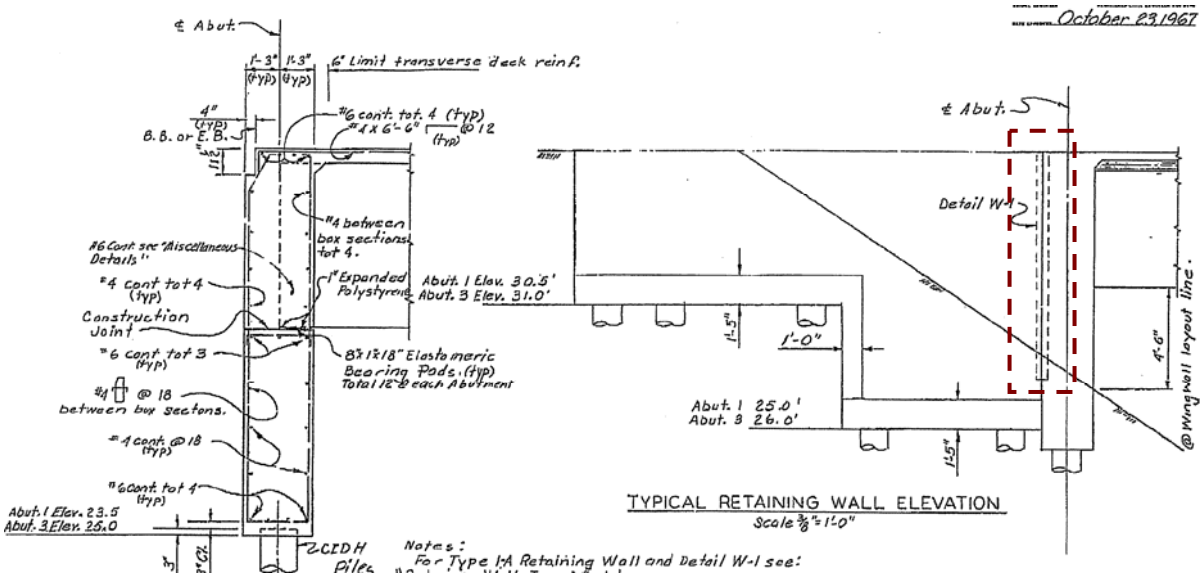


図 3.204　橋台の構造図



図 3.205　橋台側面の損傷



図 3.206　橋台側面の損傷

橋台竪壁前面および側面，翼壁にひびわれを確認．これは，橋台と翼壁が別構造であり，温度変化による橋台の水平移動を翼壁が拘束していることによると考えられる．

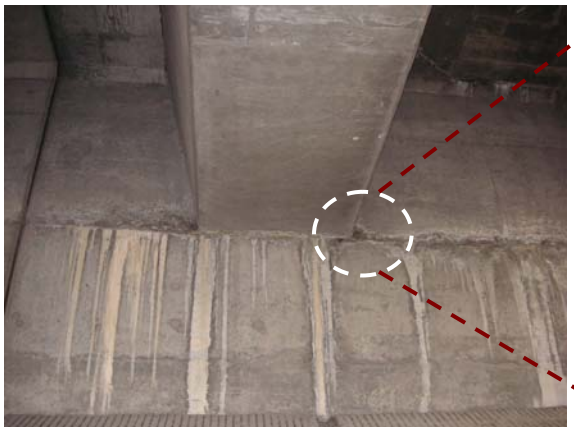


図 3.207　上部桁と橋台の接続部

竪壁の打継ぎ目より遊離石灰が析出



図 3.208　主桁下面からの漏水



図 3.209　路面の状況



図 3.210　路面の状況

踏掛版が設置されていないため，橋台背面部にて舗装が損傷



図 3.211　路面の状況

踏掛版が設置されていないため，橋台背面部にて舗装が損傷



図 3.212　橋台前面法面の状況

橋台前面の法面との隙間を確認

(3) Garfield Street Overhead［ＣＡ－２］

サクラメント市の南方，ストックトン市に位置するインテグラルアバット橋．州間高速道路 5 号線が州道 4 号と交差するインターチェンジに架かる．2001 年に補修工事が行われたが，斜角が小さいため，橋台竪壁に損傷が発生しており，鉄筋が露出している．

分　　類	インテグラルアバット橋	所在地	Stockton, CA
上部工形式	2 径間連続ＲＣ箱桁ラーメン	完成年	1973 年，補修 2001 年
橋　　長	58.9m	支間長	最大支間 35.4m
橋台基礎形式	場所打ち杭（CIDH Pile）	斜　角	最大 60°

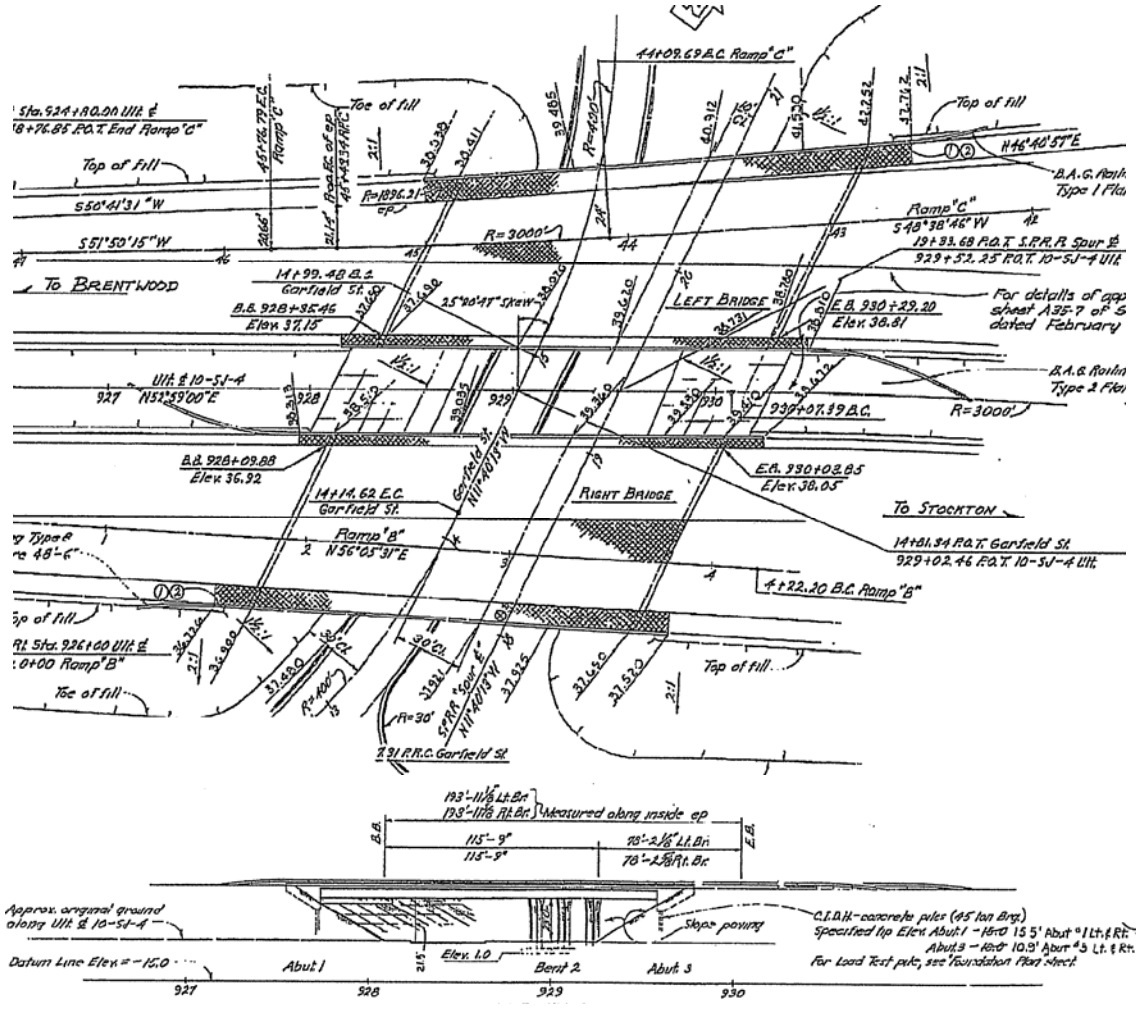


図 3.213　橋梁の平面図および側面図



図 3.214　橋梁全景



図 3.215　桁下より望む

橋梁全景から斜角が小さいことが確認できる.

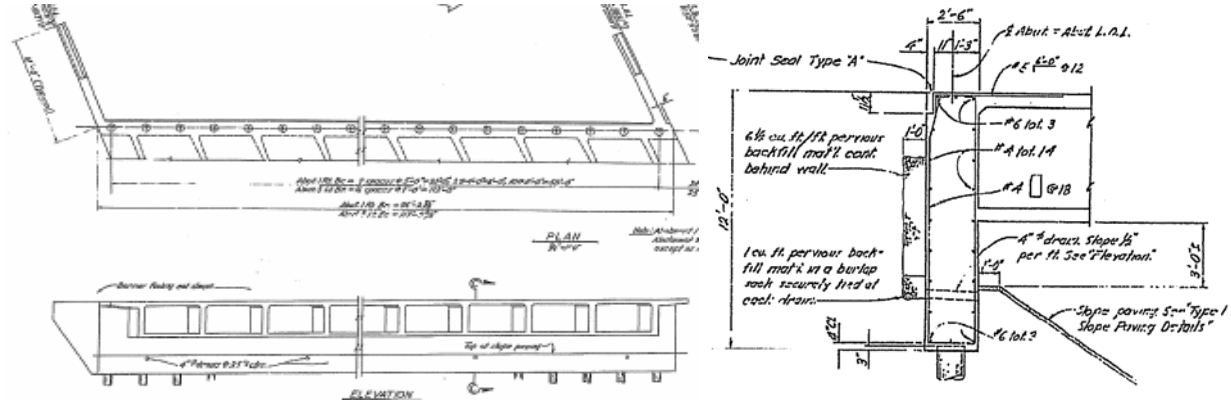


図 3.216　橋台の構造図



図 3.217　上部桁と橋台の接続部

上部工の温度伸縮に伴うねじりにより，橋台竪壁の主鉄筋のかぶりコンクリートが剥落し，主鉄筋が露出している.



図 3.218　上部桁と橋台の接続部

交差物件の制約により，アンバランス支間となっており，短径間側の橋台竪壁の状況.

上部工の温度伸縮に伴うねじりにより，橋台竪壁に斜め方向にひびわれが発生し，遊離石灰の析出も確認.

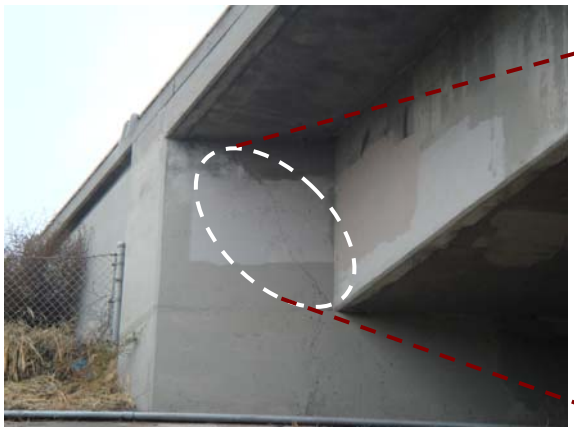


図 3.219　上部桁と橋台の接続部



図 3.220　橋台竪壁のひびわれ

長径間側の橋台竪壁にもねじりによると思われるひびわれを確認.



図 3.221　路面の状況

踏掛版が設置されていないため，橋台背面部にて，舗装の沈下を確認



図 3.222　路面の状況



図 3.223　橋台背面部のシールジョイント

(4) Twin Cities Road Over Crossing［ＣＡ－３］

サクラメント市とストックトン市をつなぐ，州間高速道路 5 号線と郡道 E13 号が交差するインターチェンジに架かるインテグラルアバット橋．州間高速道路に架かる跨道橋は，そのほとんどがインテグラルアバット橋であると思われる．なお，本橋の詳細情報は得られていない．

分　　類	インテグラルアバット橋	所在地	Stockton, CA
上部工形式	2 径間連続コンクリート箱桁	完成年	1979 年
橋　　長	不明	支間長	不明
橋台基礎形式	不明	斜　角	不明



図 3.224　橋梁の全景



図 3.225　桁下より望む



図 3.226　上部桁と橋台の接続部

供用から 25 年以上経過しているが，有意な損傷は見られない．



図 3.227　上部桁と橋台の接続部

供用から 25 年以上経過しているが，有意な損傷は見られない．

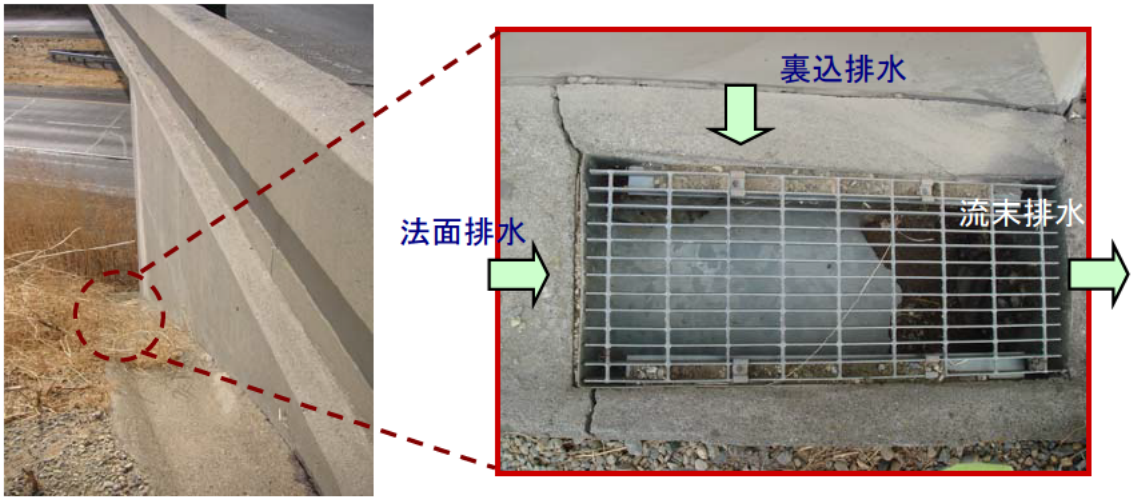


図 3.228　橋台部の排水構造

橋台側面に沿って法面排水側溝があり，その排水桝に橋台裏込土からの排水を流入させる構造となっている．

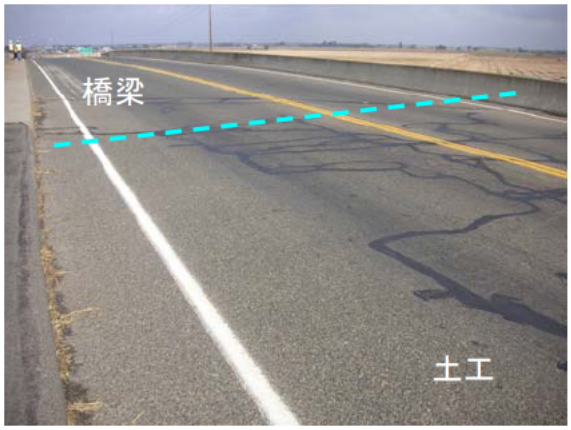


図 3.229　路面の状況

踏掛版が設置されていないため，橋台背面部にて舗装が損傷



図 3.230　路面の状況

踏掛版が設置されていないため，橋台背面部にて舗装が損傷

(5) Florin Road Over Crossing［ＣＡ－４］

Twin Cities Road Over Crossing の北，州間高速道路 5 号線と Florin 通りが交差するインターチェンジに架かるインテグラルアバット橋. 供用後 30 年以上を経過しているが，橋梁本体におおきな損傷は見られなかった．なお，本橋の詳細情報は得られていない．

分　　類	インテグラルアバット橋	所在地	Sacramento, CA
上部工形式	2 径間連続コンクリート箱桁	完成年	1974 年
橋　　長	不明	支間長	不明
橋台基礎形式	不明	斜　角	不明



図 3.231　橋梁全景



図 3.232　橋台部



図 3.233　上部桁と橋台の接続部

供用から 30 年以上経過しているが，有意な損傷は見られない.



図 3.234　路面の状況

踏掛版が設置されていないため，橋台背面部にて舗装が損傷

3.7.2 その他の橋梁

カリフォルニア州では，前節にて示したインテグラルアバット橋以外に，耐震補強工事を行っている橋梁の視察を行った．**図－3.6.6** に橋梁の位置図を示すとともに，以降に視察結果の概要を示す．

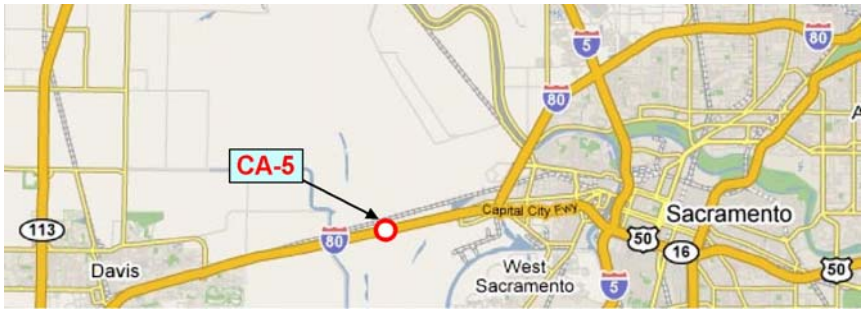


図 3.235　カリフォルニア州における耐震補強を実施した橋の調査位置 [21)]

(1) Yolo Bypass Causeway Viaduct［ＣＡ－５］

本橋は，Yolo 川の遊水池上を通過する長さ 5.2km の州間高速道路 80 号線の高架道路である．サクラメント市とデービス市の中間地点に位置し，現在の高架橋は，1962 年に供用開始したものである．近年，耐震補強工事が実施され，アウトリガーの設置と橋脚の補強，落橋防止装置の設置などが施された．



図 3.236　橋梁全景



図 3.237　逆トラフ型のコンクリート桁



図 3.238　アウトリガー形式の耐震補強

中間支点上横桁を介し，橋梁の水平方向の移動を抑制する．



図 3.239　橋脚基部の炭素繊維補強

3.8 カリフォルニア州における意見交換

3.8.1 概要

1）調査日　　：平成 18 年 11 月 2 日（木）10:15～16:00

2）調査内容　：①カリフォルニア州におけるインテグラルアバット橋の概論
②カリフォルニア州におけるインテグラルアバット橋の技術基準

3）訪問先　　：State of California Department of Transportation Sacramento CA Conference Room

4）米側出席者：①**Mark Yashinsky**,
State of California Department of Transportation, Engineering Services
Office of Earthquake Engineering, Sacramento
E-mail:mark_yashinsky@dot.ca.gov

②**Mark S. Mahan,**
State of California Department of Transportation, Engineering Services
Office of Earthquake Engineering, Sacramento
E-mail: mark_mahan@dot.ca.gov

③**Steve Sahs**,
State of California Department of Transportation,
Head of Emergency Response for Structures Maintenance

④**Pete Whitfield,**
State of California Department of Transportation,
Chief Office of Structures Maintenance & Innovation

⑤**Dan Adams**
State of California Department of Transportation,
Design Section 10 Branch Chief & Head of Substructure Committee

⑥**Mike Keever,**
State of California Department of Transportation,
Chief Office of Earthquake Engineering

⑦**Elijah Hall,**
State of California Department of Transportation,
Bridge Design Branch 15

5）入手資料　：①Seismic Report －Highway Bridge Damage－
PETROLIA EARTHQUAKES No.1，No.2，No.3
②Painter Street Over Crossing ＜図面＞
③Harbor Boulevard Over Crossing ＜図面＞
④Garfield Street Overhead ＜図面＞
⑤South Connector Over Crossing＜図面＞
～地震被災後のインテグラル橋台損傷写真を含む
⑥The Northridge Earthquake
Post Earthquake Investigation Report



図 3.240　Caltrans にて

（左から 3 番目が M. Yashinsky 氏）



図 3.241　日本側調査団の挨拶（白戸氏）

3.8.2 意見交換の概要

(1)カリフォルニア州におけるインテグラルアバット橋の概要について

- カリフォルニア州交通局（以下，Caltrans）では，インテグラルアバット橋に相当する橋台形式として「Diaphragm Abutment」あるいは「Monolithic Abutment」，従来の橋台形式を「Seat Type Abutment」と呼んでいる（図 3.242参照）．
- インテグラルアバット橋を含めて，技術動向に関する全ての情報は，下記インターネットアドレスから参照できる．

  http://www.dot.ca.gov/hq/esc/techpubs
- Caltrans では，非常に多くの基準類を整備している．これには「Seismic Design Criteria」や「Bridge Desigin Aid Manual」等が含まれている．いずれも WEB 上で閲覧できる．

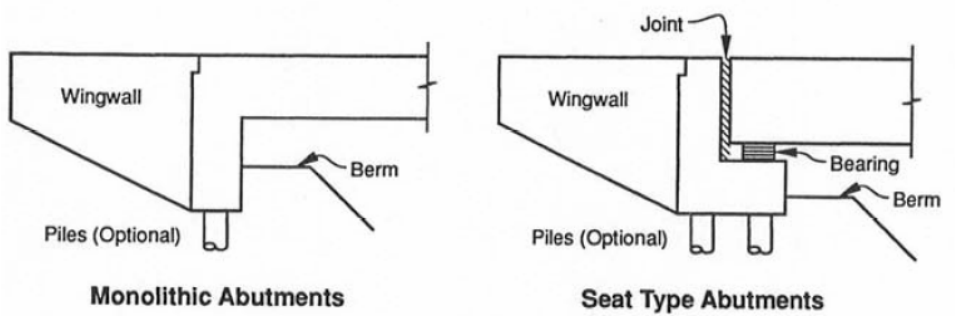


図 3.242　カリフォルニア州における橋台構造の分類

(2)カリフォルニア州におけるインテグラルアバット橋の動向について

- 橋梁設計の技術者にとっては，過去の地震の被災状況から，上下部工が一体構造となっているインテグラルアバット橋が，耐震設計上優れた構造であると主張している．一方，道路維持管理技術者からは，舗装の損傷が生じる事例が多く，インテグラルアバット橋を望ましくないとする意見がある．

- ノースリッジ地震（1994/1/17）の際に，橋脚の損傷を低減し，上部工を落橋させないインテグラルアバット橋の有効性が確認されている．また，伸縮装置付近の漏水の問題が生じないことも，橋梁維持管理技術者にとってメリットがある．よって，コスト低減のメリットも十分にある．
- Caltrans では，橋梁形式の選定は，納税者の代表のほか，設計技術者，維持管理技術者，耐震設計技術者，施工技術者が出席する「橋梁形式選定会議」において決定される．
- カリフォルニア州のインテグラルアバット橋は，橋長が 200ft（約 61m）のものが最長であるが，橋としては，900m 超のものがあるが，これらは，中間部にヒンジを設けている．

(3)カリフォルニア州におけるインテグラルアバット橋の設計基準の概要について

- インテグラルアバット橋の適用上の最大の課題は，温度変化による桁の伸縮に対する対応であり，カリフォルニア州では，踏掛版の有無により橋台天端における水平変位の制限値を 0.5in.あるいは 1.0in.としている（図 3.243参照）．
- 上記の橋台天端の水平変位の制限値は，Caltrans 内での協議により決めたものである．よって，杭頭変位による照査を行わず，杭体の照査のみを行っている．
- 適用橋長による制限は行っていない．
- 基礎には，H 形鋼杭や鋼管杭を採用しており，H 形鋼杭は，強軸を橋軸方向に向けることを原則としている．杭工法は，地盤条件や打込み易さにより選定．
- 場所打ち杭は剛性が高く，竪壁と剛結せずに，ジョイントを設置する構造とする．
- Caltrans の管轄内では，鋼桁を有するインテグラルアバット橋はない．Caltrans では，インテグラルアバット橋に限らず，橋の標準化を図っており，上部工については，一般に場所打ちコンクリート桁を採用している．
- 斜角に対する制限値は設けていないが，斜角が小さい場合には，底版上にジョイントを設ける場合がある．
- 橋梁の設計上の耐用年数は 75 年としている．

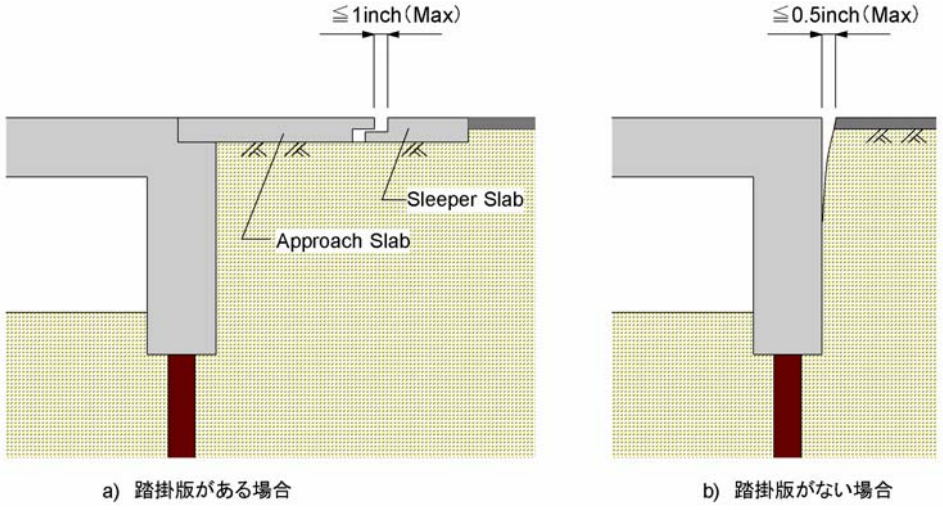


図 3.243　インテグラルアバット橋における水平変位の制限値

(4)インテグラルアバット橋の耐震設計について

- カリフォルニア州は，米国において最も地震の発生リスクが高い州である．耐震設計は，300 年確率の地震を想定している．
- 耐震設計思想として，「Determinictic（決定論的）」と「Probabilistic（確率論的）」の２つの思想がある．Determinictic 思想では，地震ハザードマップ（参照）を用いて設定された MCE（Maximum Credible Earthquake：予想最大地震）を設計地震として用いる．
- 橋梁の重要度に応じて耐震設計を行っており，機能性と安全性の面から Important Bridge／Ordinary Bridge の２つの重要度が設定されている．Important Bridge では，機能性と安全性の要求レベルも高く設定されている．
- Important Bridge とは，路線が持つ社会的，経済的な重要度から決定され，州間高速道路のような高規格道路が指定されている．Caltrans における高規格道路の橋梁は，長大橋や連続高架橋であるため，水平変位の制限値が小さいインテグラルアバット橋は適用されていない．
- 耐震上の主たる塑性化を考慮する部位として，橋台竪壁を想定している．その理由は，竪壁の損傷であれば，調査や補修工事が容易であるからである．
- これは，ノースリッジ地震（1994/1/17）で被災したインテグラルアバット橋（South Connector Overcrossing）の損傷が橋台竪壁前面に生じため，落橋を免れたことによる．
- 橋台背面の受働抵抗を考慮した設計を行っており，受働抵抗値については，デービス大学の実験結果を利用している．ただし，デービス大学の実験に用いた背面土は粘性土であり，背面土が砂質土の場合には，受働抵抗値は上昇することがわかっている．よって，粘性土を用いたデービス大学の実験から求めた受動抵抗を設計で用いておけば，安全側の配慮となる．

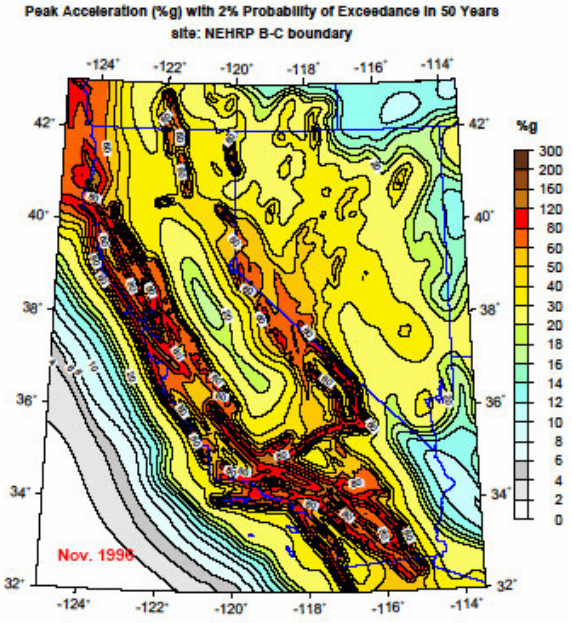


図 3.244　カリフォルニア州の地震ハザードマップ [6)]

- 橋台背面土の品質のばらつきを抑えるため，背面土材料を１種類に限定し，施工についても，18in.毎の締固め度 95%以上であることを求めている．
- 背面土の安定性の検証については，橋梁技術者ではなく地盤技術者が行う．河川の近くなど液状化の恐れがある地盤では，インテグラルアバット橋を採用しない．
- 日本ほど腐食に対して過酷な環境ではないので，微小なひびわれについてはそれほど重要視していない．

表 3.9　耐震設計方針 [25)]

Table 1 - Seismic Performance Criteria

Ground Motion at Site	Level of Damage and Post Earthquake Service	
	Ordinary Bridge	**Important Bridge**
Functional - Evaluation Ground Motion	Service: Immediate Damage: Repairable	Service: Immediate Damage: Minimal
Safety - Evaluation Ground Motion	Service: Limited Damage: Significant	Service: Immediate Damage: Repairable

Definitions:

Functional - Evaluation Ground Motion: This ground motion may be assessed either deterministically or probabilistically. The determination of this event is to be reviewed by a Caltrans-approved consensus group.

Safety - Evaluation Ground Motion: This ground motion may be assessed either deterministically or probabilistically. The deterministic assessment corresponds to the Maximum Credible Earthquake (MCE). The probabilistic ground motion for the safety evaluation typically has a long return period (approximately 1000-2000 years).

MCE: The largest earthquake, that is capable of occurring along an earthquake fault, based on current geologic information as defined by the 1996 Caltrans Seismic Hazard Map.

Service Levels:

- *Immediate:* Full access to normal traffic is available almost immediately following the earthquake.
- *Limited:* Limited access (e.g. reduced lanes, light emergency traffic) is possible within days of the earthquake. Full service is restorable within months.

Damage Levels:

- *Minimal:* Essentially elastic performance.
- *Repairable:* Damage that can be repaired with a minimum risk of losing functionality.
- *Significant:* A minimum risk of collapse, but damage that would require closure to repair.

(5)インテグラルアバット橋の施工について

- 通常，インテグラル橋は小規模なものが多いので，施工会社１社が上下部工の施工を行う．
- 橋梁技術者は施工手順まで指示することはない．

3.9 日本側の質問に対する回答の整理

インテグラルアバット橋の設計・施工に関する米国側との意見交換に際して，用意した日本側の質問に対する米国側の回答について，以下に整理する．

3.9.1 設計

(1)構造形式の選定

1)質問

- インテグラルアバット橋が計画段階で初期建設コストおよび維持管理コストの低減に資すると考える最大の理由は何か．また，構造形式の比較を行う上で，最も重要と考える事項は何か．
- インテグラルアバット橋の採用の際に，ライフサイクルコストの他に何を重要と考えるか

2)回答

【現地調査】

- ３州での現地調査の結果，中小橋梁は全てインテグラルアバット橋であるというのが印象であった．
- 典型的な橋梁の事例としては，州間高速道路上のオーバーブリッジが挙げられる．

【テネシー州】

- 橋梁形式の選択順位は，維持管理の軽減等を考慮して①インテグラルアバット橋，②セミインテグラルアバット橋，③片側橋台のみ伸縮装置を設置（計画高が高い側），④従来構造の橋梁，の順である．

【カリフォルニア州】

- ライフサイクルコストの他に，地震時の安定性を考慮するとインテグラルアバット橋の優位性が高い．

(2)適用範囲

1)質問

- インテグラルアバット橋の適用橋長，斜橋・曲線橋の制限値は．

2)回答

【水平変位の制限値】：適用橋長ではなく，温度変化による桁の伸縮量により規定

A)橋台天端での水平変位により設定

- オレゴン州　　：±1.5 in.（踏掛版有り），±0.5 in.（踏掛版なし）
- カリフォルニア州：±1.0 in.（踏掛版有り），±0.5 in.（踏掛版なし）

B)杭頭での水平変位により設定

- テネシー州　　：±1.0 in.

※ 橋長の制限として，鋼橋では 500 ft.，コンクリート橋では 800 ft.としている．

※ 橋長の制限を越えた橋梁の実績（Happy Hollow 橋）があり，テネシー州立大学に委託した実物大試験により，±1.5in. 程度であれば，適用に問題がないことを確認している．

上記の温度変化による桁の伸縮による水平変位を基にした適用範囲の制限値は，実績を基に設定されたものであり，解析的なアプローチにより決められたものではない．

【斜角の制限値】

- オレゴン州　　：60°以上
- テネシー州，カリフォルニア州：制限値なし

※ ウェストバージニア州立大学 Hota 教授のコメントでは，斜角の制限値は 65～70°以上が望ましいとの見解

【曲線橋の制限】

- オレゴン州：曲率半径＝1200ft.（約 366m）以上

※ 極端な曲線橋では，インテグラルアバット橋の採用を控えるか，採用する場合には，三次元解析が必要

(3)インテグラルアバット橋とセミインテグラルアバット橋の選択基準

1)質問

- インテグラルアバット橋とセミインテグラルアバット橋の選択基準は
- H 形鋼杭を基礎杭とする場合の橋軸方向に対する配置方向は

2)回答

【インテグラル／セミインテグラルアバットの選択】

- テネシー州：インテグラルアバット橋，セミインテグラルアバット橋の順番で優先順位がある．インテグラルアバット橋の採用が困難場合に，セミインテグラルアバット橋を採用している．
- オレゴン州：インテグラルアバット橋の採用が多く，セミインテグラルアバット橋の実績は少ない．2004 年の全米調査では，セミインテグラルアバット橋の採用は，インテグラルアバット橋の 1/10 程度であった．
- カリフォルニア州：セミインテグラルアバット橋の実績はない．ただし，橋台竪壁の移動を拘束するような直接基礎や組杭基礎の場合には，橋台竪壁下端に支承を設ける構造が採用されている．
  図 3.245に示すような構造については，インテグラルアバット橋が有する課題をいくつか解決できるという見解を得た．

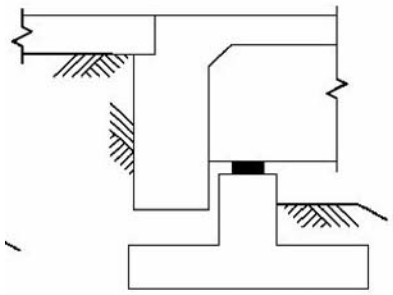


図 3.245　セミインテグラルアバット橋の構造例

【H 形鋼杭の配置方向】

- テネシー州　　：強軸
- オレゴン州　　：弱軸
- カリフォルニア州：強軸
- 2004 年の全米調査では，配置方向の議論は分かれている．

(4)橋台背面土の受働抵抗

1)質問

- 温度変化や地震の影響による水平方向の荷重に対して，橋台背面土の受働抵抗を考慮した設計を行っているか．
- 設計で考慮した橋台背面土の受働抵抗が確実に発揮させるための背面土の品質管理は

2)回答

【カリフォルニア州】

- デービス大学における研究成果を参考にしている．ただし，デービス大学の試験地盤は，粘性土，実橋の背面土の材料に比べ材質が劣るが，安全側の評価となるよう配慮している．
- 背面土の仕様は 1 種類に限定しており，締固め度 95%にて品質管理するようにしている．

【オレゴン州】

- カリフォルニア州と同じ仕様としている．

【テネシー州】

- 背面土の受働抵抗は考慮しない．
- 背面土の締固め管理は実施しており，締固め管理の回数を増やす計画である．

(5)上部桁と橋台の接合部の構造

1)質問

上部工と橋台の接合部の設計方法，構造細目について

2)回答

【鋼桁の場合】

- 接合部の設計に関しては，橋台竪壁高も小さく，作用曲げモーメントも小さいと考えられることから，簡易な構造とされている．
- テネシー州では，合成効果を期待した機械的接合方法は採用されていない（図3.246参照）．
- オレゴン州では，主桁腹版に溶接したエンドプレートに配置されたスタッドにより橋台竪壁と接合する事例が有（図 3.247参照）．

【コンクリート桁の場合】

- オレゴン州のプレテンション桁の事例として，主桁がパイルキャップ上に沓モルタルを介して設置し，主桁と橋台竪壁は水平方向貫通鉄筋２本で一体化させている場合（図 3.248参照）や，水平貫通鉄筋がなく，主桁が橋台竪壁に差し込まれただけの場合（図 3.249参照）もあった．



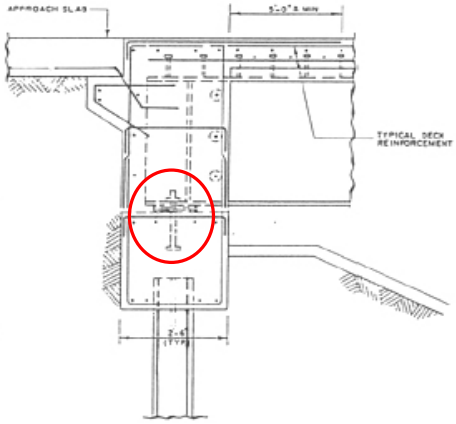


図 3.246　鋼桁の接合構造例１

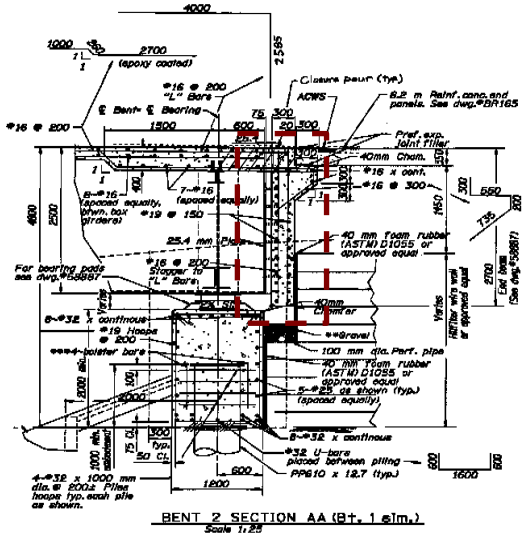


図 3.247　鋼桁の接合構造例２

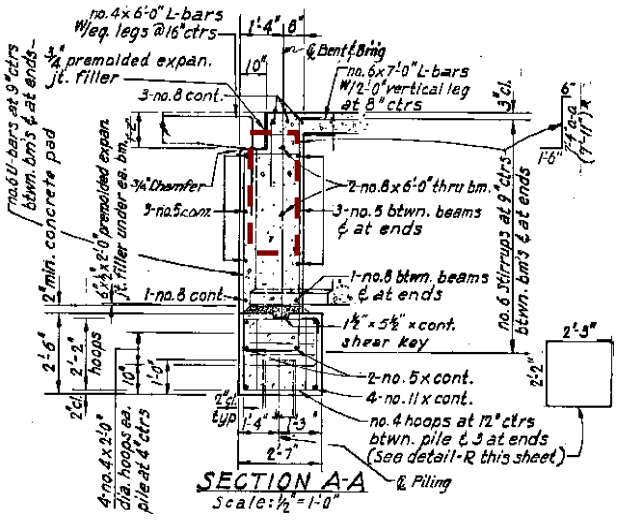


図 3.248　コンクリート橋の接合例１

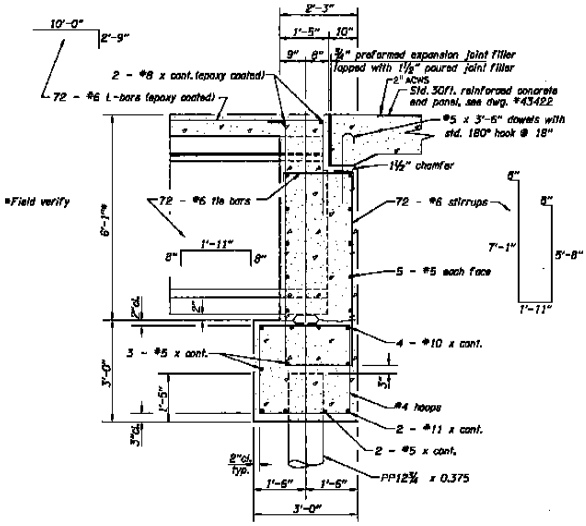


図 3.249　コンクリート橋の接合例２

(6)踏掛版の設計

1)質問

踏掛版の設計および橋台竪壁の接続方法は

2)回答

【テネシー州】

- 背面土の沈下は，橋梁形式によらず発生するものであるから，背面土の沈下によりインテグラルアバット橋の採用可否を決めるべきではない.
- 同様に，温度変化による桁の伸縮に対応する機能を，インテグラルアバット橋においても導入する必要があり，踏掛版端部と土工部の境界にジョイントシールを設置

【オレゴン州】

- 踏掛版と橋台竪壁との接続鉄筋の配置方向は，鉄筋が引張となるように配置するのが基本であり，垂直配置は避ける.

【カリフォルニア州】

- 踏掛版は，単純梁で設計
- 踏掛版と橋台竪壁の離隔を制限するために，ケーブル接合とする事例が有

3.9.2 施工

(1)２次応力への対応

1)質問

架設時に生じるコンクリート桁の２次応力等への対応はどのように実施しているのか

2)回答

テネシー州　　：考慮していない.

オレゴン州　　：乾燥収縮，クリープ等の２次応力を設計で考慮
　　上部工と橋台竪壁との接合部のコンクリート打設を最後に行う．
カリフォルニア州：乾燥収縮，クリープ等の２次応力を設計で考慮，施工時には特に
　　配慮していない．

(2)背面土の施工

1)質問

橋台背面土の施工について，どのような配慮を行っているのか．

2)回答

３州ともに，盛土の巻きだし厚ごとに締固め度を計測管理している．

3.9.3 維持管理

(1)インテグラルアバット橋の損傷事例

1)質問

温度変化による桁の伸縮による損傷，大規模地震による損傷の典型例は

2)回答

- 橋台とそれに接続する翼壁や擁壁を別構造とした場合，温度変化による桁の伸縮に伴い移動する橋台竪壁と翼壁や擁壁とが干渉し，両者にひびわれが発生（図3.250参照）．
- 極端な斜橋や曲線橋では，桁のねじり等により橋台竪壁にひびわれが発生（図3.251参照）．
- オレゴン州では，橋台直角方向の温度差を考慮している．床版の温度差によって外側の杭に押込み力，内側の杭に引抜き力が作用するため，杭の引抜き対策として，鋼管杭の杭頭に鉄筋を溶接する対策を実施（図 3.252参照）．
- カリフォルニア州では，ノースリッジ地震により損傷を受けたインテグラルアバット橋が，橋台竪壁が損傷することにより，落橋に至らなかった．



図 3.250　翼壁に生じた損傷



図 3.251　桁のねじりにより生じた損傷

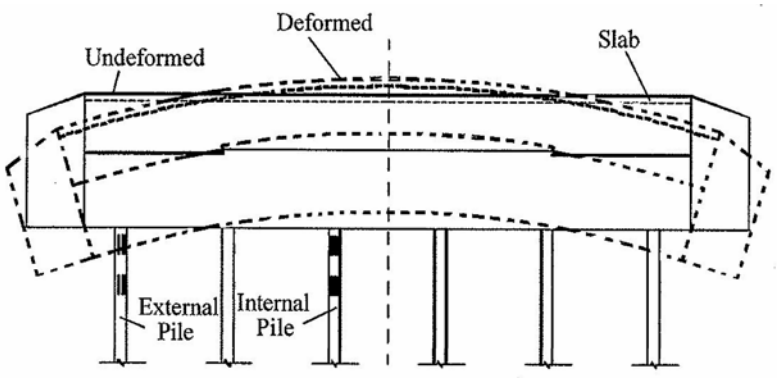


図 3.252　床版の面外変形による橋台杭への影響

(2)維持管理

1)質問

インテグラルアバット橋の維持管理基準は

2)回答

- 各州ともに，２年毎の定期点検が義務付けられている.
- テネシー州では，支承や伸縮装置の損傷と比して，RC 構造物のひびわれは問題ないとしている.
- オレゴン州やカリフォルニア州においても，橋台部のひびわれや路面の舗装損傷を，日本で考えている程，大きな問題と考えていない.

(3)損傷対策

1) 質問

インテグラルアバット橋に生じた損傷に対する応急対策と恒久対策として，対策方針，対策工法等はどのような思想になっているか。また，その工法の選定方法は.

2)回答

- 損傷対策は，従来橋と同様.
- テネシー州では，試行錯誤により橋梁を架設し，その経験を踏まえて今の仕様を確立している.
- カリフォルニア州では，地震時に主たる損傷を生じさせる部位を，橋台竪壁とする設計思想を持っている.

3.9.4 調達

(1)発注単位

1)質問

インテグラルアバット橋は，上下部一体構造であるが，工事発注時の配慮は

2)回答

- カリフォルニア州では，橋梁規模が小さいため，上下部一体で発注している.

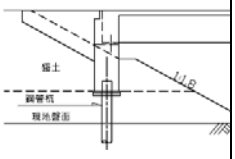
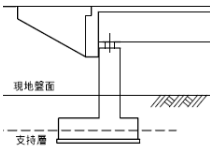
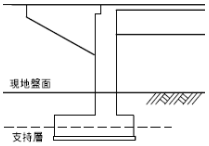
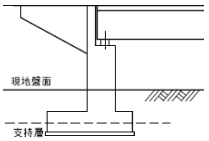
4. 基本的な考え方および課題の整理

4.1 基本的な考え方の整理

4.1.1 インテグラルアバット橋の定義

橋台部ジョイントレス構造に類する構造物について，表 4.1に示すように分類する．

表 4.1　橋台部ジョイントレス構造の分類

構造形式	ｲﾝﾃｸﾞﾗﾙｱﾊﾞｯﾄ橋	ｾﾐｲﾝﾃｸﾞﾗﾙｱﾊﾞｯﾄ橋	ﾎﾟｰﾀﾙﾗｰﾒﾝ橋	両端固定橋
概 略 図				
温度変化による桁伸縮への対応	柔軟な橋台基礎の変形性能	支承の水平／回転性能	橋台竪壁/基礎の剛度で吸収	支承の回転性能，橋台竪壁/基礎の剛度で吸収
上部工端部の伸縮装置の設置	不要	不要	不要	必要（埋設ｼﾞｮｲﾝﾄ）
橋台背面土の受働抵抗	考慮	上部工と一体化した胸壁のみ考慮	未考慮	未考慮
適用橋長※	～100m	～100m	20～50m	～50m

※インテグラルアバット橋およびセミインテグラルアバット橋の適用橋長については，構造検討により変更となりえる．

4.1.2 適用の範囲

(1)インテグラルアバット橋

インテグラルアバット橋の適用条件は，以下の通りとする．

① 橋台竪壁は，盛土地盤に根入れ

橋台背面土の受働抵抗の性能をある程度制御することが可能なように橋台竪壁背面地盤は盛土地盤とする．

② 橋軸方向の対称性の適用範囲を制限（適用範囲の値については，検討事項）

非対称な橋梁では，温度変化に伴う桁の伸縮が設計供用期間中の繰返しにより．設計段階で想定していなかった変状が生じる恐れがある．橋軸方向の対称性に関する項目として，以下が挙げられる．

- 計画高（縦断勾配）
- 斜角
- 曲率半径
- 支間バランス（中間橋脚の剛性の影響）

・ 幅員変化
・ 地盤条件

ある程度の非対称性を有することが通常であり，どこまでの非対称性を許容するかについて，適用範囲を明確とする必要がある．

③ 橋台杭基礎の杭頭から支持層までの長さを 1/β以上

柔軟な橋台基礎を実現するためには，杭としての性状を示す長さが必要であり，それは，杭頭から支持層までの長さを杭の水平抵抗に寄与する 1/β以上確保することとする．オレゴン州では，支持層まで 4.6m(15ft.)確保できる場合に，インテグラルアバット橋を採用している．

④ 橋台背面舗装の損傷を抑えるため，橋台天端の許容水平変位を規定

インテグラルアバット橋の損傷事例の多くは，温度変化に伴う桁の伸縮により橋台背面部の舗装が損傷している．したがって，橋台背面部の舗装の損傷が供用に問題ない範囲に桁の伸縮による移動を制限する必要がある．

日本の実績では，桁の伸縮による水平変位と舗装の損傷の関係に関する知見は得られていないことから，米国の設計基準の値を適用することとする．カリフォルニア州，オレゴン州との意見交換から，以下の通りとする．

橋台天端における許容水平変位 δa＝±25mm（1.0in）：ただし，踏掛版有

(2)セミインテグラルアバット橋

セミインテグラルアバット橋については，インテグラルアバット橋における適用条件①および④は満足する必要がある．一方，②および③については，支承を導入することにより，インテグラルアバット橋が有する対称性の確保や柔軟な橋台基礎の性能を補うこととする．

4.1.3 設計の基本

道路橋示方書・同解説Ⅳ 3 章から，下部構造に関する設計の基本は，下記を照査または検証することを求めている．

・ 使用目的との適合性
・ 構造物の安全性
・ 耐久性

これに従い，単純桁および連続桁の場合について，インテグラルアバット橋の要求性能を整理するとともに，それを満たすことを確認するための照査項目など，現時点における設計の基本的な考え方を整理した（表 4.2，表 4.3参照）．

表 4.2　インテグラルアバット橋の設計の基本（単純桁）

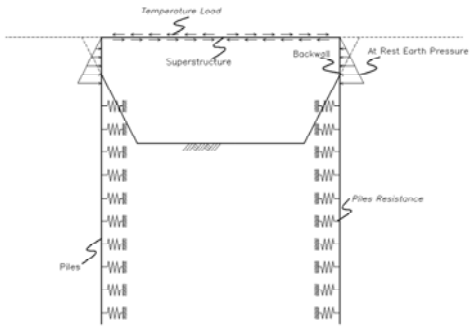
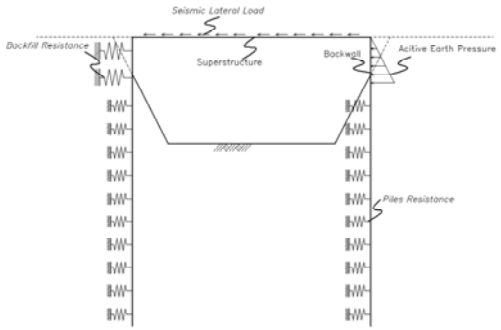
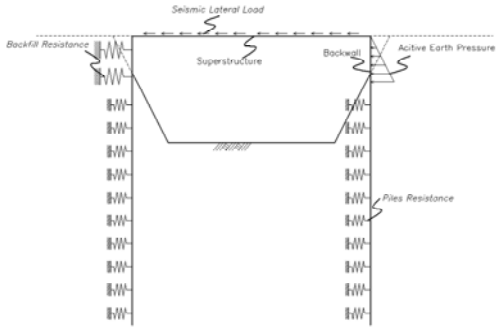
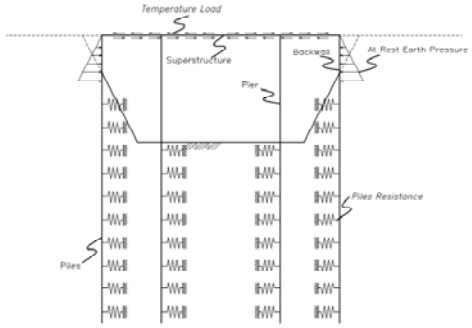
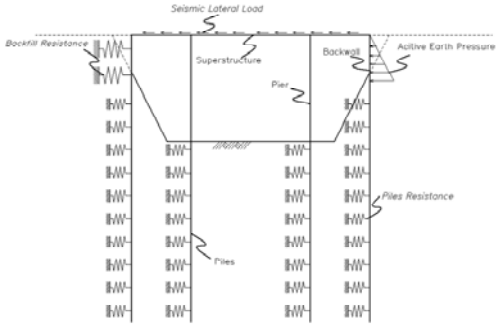
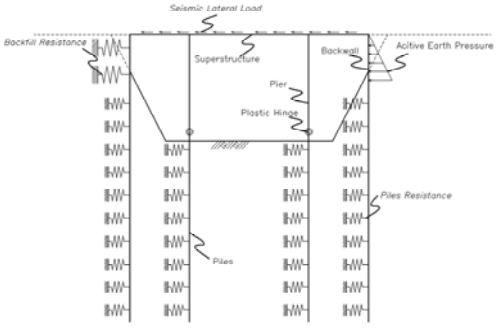
Design Situation	温度時	レベル1地震時	レベル2地震時
設計モデル			
要求性能	1)使用目的との適合性 ・道路交通に影響のある過大な変形（たわみ）や振動が生じない程度に抑える. ・背面盛土と橋との段差（相対沈下）や舗装の損傷により道路交通に影響を与えない程度に抑える. 2)構造物の安全性 ・供用期間中に橋としての機能が確保できるよう，橋全体系の力学特性は弾性域に留め，かつ材料等のばらつきに備え，所要の余裕を確保する. 3)耐久性 ・経年的な劣化による部材の性能低下が2)安全性に影響を与えない程度に抑える.	1)使用目的との適合性 ・背面盛土と橋との段差（相対沈下）や舗装の損傷により道路交通に影響を与えない程度に抑える. 2)構造物の安全性 ・地震後において地震前と同じ橋としての機能が確保できるよう，橋全体系の力学特性は弾性域に留め，かつ材料等のばらつきに備え，所要の余裕を確保する. ・各部材に生じる損傷の修復が軽微な程度に抑える. **[耐震性能1]**	1)使用目的との適合性 ・背面盛土と橋との段差（相対沈下）が地震後の機能回復を速やかに行える程度に抑える. 2)構造物の安全性 ・地震後に橋としての機能の回復を速やかに行える程度に抑える．そのためには，塑性化を考慮する部材と塑性化させない部材を明確に区別し，塑性化を考慮する部材の修復を容易に行い得る程度のものまでに抑える. ⇒塑性化を考慮する部材：橋台竪壁 **[耐震性能2]**
照査項目	1)杭の支持力（盛土地盤の周面摩擦） 2)水平変位（橋台背面路面，杭周面地盤の降伏判定） 3)鉛直変位（橋台背面部，支間中央） 4)部材応力	1)杭の支持力（盛土地盤の周面摩擦） 2)水平変位（橋台背面路面） 3)部材応力 4)背面土の安定	1)杭基礎に塑性化を考慮（塑性率で制限） 2)残留変位 3)部材耐力 4)背面土の安定
部材抵抗特性	1)上部工　：線形 2)橋台竪壁：線形 3)杭　　：線形 4)背面盛土：無（線形バネ） 5)基礎地盤：非線形バネ［バイリニア，前面法の影響等の考慮］	1)上部工　：線形 2)橋台竪壁：線形 3)杭　　：線形 4)背面盛土：抵抗[左]側に非線形バネ[バイリニア] 5)基礎地盤：非線形バネ［バイリニア，前面法の影響等の考慮］	1)上部工　：線形 2)橋台竪壁：非線形[バイリニア]，塑性ヒンジ 3)杭　　：非線形[バイリニア] 4)背面盛土：抵抗[左]側に非線形バネ[バイリニア] 5)基礎地盤：非線形バネ［バイリニア，前面法の影響等の考慮］
作用荷重	1)死荷重他：上部工，下部工自重，クリープ，乾燥収縮 2)活荷重　：上部工，橋台背面［1kN/m^2，片載／両載］ 3)土圧　　：静止土圧[Kh=0.5(0.25)：道示Ⅲ14.2]※ 4)温度荷重：温度上昇および下降，温度差 5)施工時地盤変位による水平荷重	1)死荷重他：上部工，下部工自重，クリープ，乾燥収縮 2)慣性力　：上部工，下部工自重に対する慣性力 3)土圧　　：作用[右]側主働土圧 4)施工時地盤変位による水平荷重 5)盛土地盤のせん断振動に伴う地盤変位による水平荷重	1)死荷重他：上部工，下部工自重，クリープ，乾燥収縮 2)慣性力　：上部工，下部工自重に対する慣性力 3)土圧　　：作用[右]側主働土圧 4)施工時地盤変位による水平荷重 5)盛土地盤のせん断振動に伴う地盤変位による水平荷重
備　考			・橋台のレベル２照査の必要性を検討 ・１次モードが卓越するか否かを確認し，上記モデルを使用※※ ・高次モードが卓説する可能性がある場合は，動解照査

表 4.3　インテグラルアバット橋の設計の基本（連続桁）

Design Situation	温度時	レベル1地震時	レベル2地震時
設計モデル			
要求性能	1)使用目的との適合性 ・道路交通に影響のある過大な変形（たわみ）や振動が生じない程度に抑える. ・背面盛土と橋との段差（相対沈下）や舗装の損傷により道路交通に影響を与えない程度に抑える. 2)構造物の安全性 ・供用期間中に橋としての機能が確保できるよう，橋全体系の力学特性は弾性域に留め，かつ材料等のばらつきに備え，所要の余裕を確保する. 3)耐久性 ・経年的な劣化による部材の性能低下が2)安全性に影響を与えない程度に抑える.	1)使用目的との適合性 ・背面盛土と橋との段差（相対沈下）や舗装の損傷により道路交通に影響を与えない程度に抑える. 2)構造物の安全性 ・地震後において地震前と同じ橋としての機能が確保できるよう，橋全体系の力学特性は弾性域に留め，かつ材料等のばらつきに備え，所要の余裕を確保する. ・各部材に生じる損傷の修復が軽微な程度に抑える. **[耐震性能1]**	1)使用目的との適合性 ・背面盛土と橋との段差（相対沈下）が地震後の機能回復を速やかに行える程度に抑える. 2)構造物の安全性 ・地震後に橋としての機能の回復を速やかに行える程度に抑える．そのためには，塑性化を考慮する部材と塑性化させない部材を明確に区別し，塑性化を考慮する部材の修復を容易に行い得る程度のものまでに抑える. ⇒塑性化を考慮する部材：橋脚基部 **[耐震性能2]**
照査項目	1)杭の支持力（盛土地盤の周面摩擦） 2)水平変位（橋台背面路面，杭周面地盤の降伏判定） 3)鉛直変位（支間中央） 4)部材応力	1)杭の支持力（盛土地盤の周面摩擦） 2)水平変位（橋台背面路面） 3)部材応力 4)背面土の安定	1)橋脚杭基礎の降伏判定（液状化時を除く） 2)橋台杭基礎及び液状化時の橋脚杭基礎に塑性化を考慮（塑性率で制限） 3)残留変位（橋台背面路面） 4)部材耐力 5)背面土の安定
部材抵抗特性	1)上部工　：線形 2)橋台竪壁：線形 3)橋脚躯体：線形 4)杭　　：線形 5)背面盛土：無（線形バネ） 6)基礎地盤：非線形バネ［バイリニア，前面法の影響等の考慮］	1)上部工　：線形 2)橋台竪壁：線形 3)橋脚躯体：線形 4)杭　　：線形 5)背面盛土：抵抗[左]側に非線形バネ[バイリニア] 6)基礎地盤：非線形バネ［バイリニア，前面法の影響等の考慮］	1)上部工　：線形 2)橋台竪壁：非線形[バイリニア] 3)橋脚躯体：非線形[バイリニア]，塑性ヒンジ 4)杭　　：非線形[バイリニア] 5)背面盛土：抵抗[左]側に非線形バネ[バイリニア] 6)基礎地盤：非線形バネ［バイリニア，前面法の影響等の考慮］
作用荷重	1)死荷重他：上部工，下部工自重，クリープ，乾燥収縮 2)活荷重　：上部工，橋台背面［1kN/m^2，片載／両載］ 3)土圧　　：静止土圧[Kh=0.5(0.25)：道示Ⅲ14.2] 4)温度荷重：温度上昇および下降，温度差 5)施工時地盤変位による水平荷重	1)死荷重他：上部工，下部工自重，クリープ，乾燥収縮 2)慣性力　：上部工，下部工自重に対する慣性力 3)土圧　　：作用[右]側主働土圧 4)施工時地盤変位による水平荷重 5)盛土地盤のせん断振動に伴う地盤変位による水平荷重	1)死荷重他：上部工，下部工自重，クリープ，乾燥収縮 2)慣性力　：上部工，下部工自重に対する慣性力 3)土圧　　：作用[右]側主働土圧 4)施工時地盤変位による水平荷重 5)盛土地盤のせん断振動に伴う地盤変位による水平荷重
備　考			・橋台のレベル２照査の必要性を検討 ・１次モードが卓越するか否かを確認し，上記モデルを使用 ・高次モードが卓説する可能性がある場合は，動解照査

4.1.4 設計上の地盤面

設計上の地盤面は，水平抵抗が期待できるか否かの判断が必要である．道路橋示方書・同解説Ⅳ9.4(1)解説では，フーチング周辺の地盤抵抗に関して，埋戻しが十分に行われ，地盤面が長期にわたり安定して存在する場合には，地盤抵抗を考慮してよいとされている．

インテグラルアバット橋およびセミインテグラルアバット橋においては，橋台背面土の受働抵抗を考慮することが求められることから，設計上の地盤面は，以下の通りとする．

(1)インテグラルアバット橋（図 4.1参照）

- 橋台背面：橋台背面土の受働抵抗を考慮することから，橋台天端位置
- 橋台前面：盛土の法面に配置されるため，盛土斜面の影響を考慮する必要がある．よって，斜面上の深礎基礎[4]における設計地盤面の設定に準拠する．
- 中間橋脚：道路橋示方書・同解説Ⅳ9.4 に準拠

(2)セミインテグラルアバット橋（図 4.2参照）

- 橋台背面：橋台背面土の受働抵抗を考慮することから，橋台天端位置
- 橋台前面：支承を介して別構造となるため，従来橋台と同様，道路橋示方書・同解説Ⅳ9.4 に準拠
- 中間橋脚：道路橋示方書・同解説Ⅳ9.4 に準拠

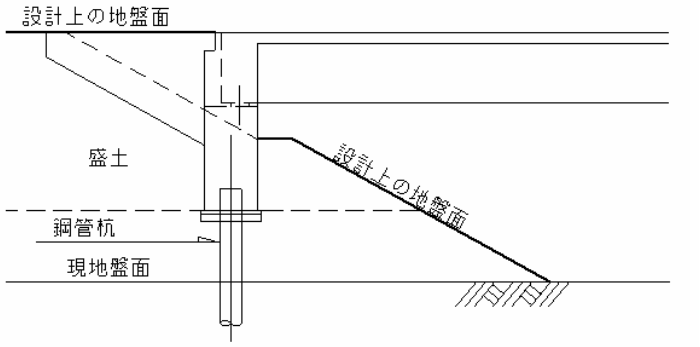


図 4.1　インテグラルアバットの設計上の地盤面

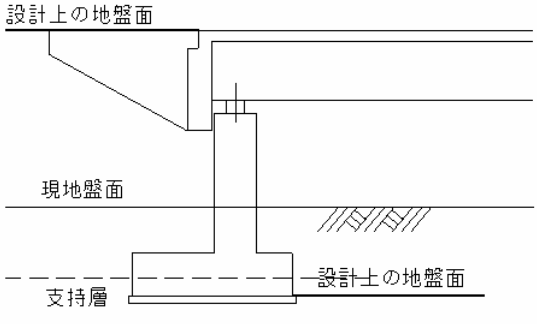


図 4.2　セミインテグラルアバットの設計上の地盤面

4.2 課題の整理とその解決策

4.2.1 設計マニュアルを作成する上での課題の整理

インテグラルアバット橋の設計マニュアルを作成する上での課題を以下に整理する．

- 橋台高の設定と背面土の受働抵抗モデル
- 対称性の適用範囲
- 接続部の設計（上部工と橋台竪壁，橋台竪壁と杭基礎）
- 施工の留意事項
- 踏掛版と土工部との接続構造
- 背面土の沈下抑制

4.2.2 橋台高の設定と背面土の受動抵抗モデル

(1)検討の目的

- 柔軟な橋台基礎を実現するのに必要な最大橋台高を決定する．橋台高がある程度大きくなると，橋台竪壁の剛性も大となるため，ポータルラーメン橋の挙動に近づくと考えられる．
- 一方，橋台高が小さい場合には，背面土の受働抵抗は期待できない．
- 橋梁全体系に占める橋台背面土の受働抵抗の分担割合をどの程度確保するのか．（連続桁の場合の橋脚／橋台の設計用慣性力の分担割合，橋台背面土の受働抵抗と杭－地盤抵抗の分担割合）
- 橋台背面土の受働抵抗のモデル化

(2)検討方法の概要

1)第 1 段階：骨組解析

既往のインテグラルアバット橋の骨組解析を参考にして，解析モデルを作成し，橋台背面受働抵抗等の種々の条件を用いてパラメータ解析を行い，合理的な（最大）橋台高を決定する．

2)第 2 段階：確認実験・計測

温度変化に伴う桁の伸縮により橋台竪壁が水平移動することによって，橋台背面土の天端付近には，塑性変形（残留変形）が生じることが想定される．その塑性変形を考慮した橋台背面土の受働抵抗のモデル化を行う必要がある．

第 1 段階：骨組解析で設定したモデルの妥当性の検証を行い，温度変化による塑性変形の影響を考慮した受動抵抗モデルの設定を行う．例えば，塑性変形に伴い橋台竪壁背面の受働抵抗面積を低減させた有効抵抗面積，背面土の受働抵抗値を低減させる係数の導入が考えられる．

一方で，温度変化による橋台背面土の塑性変形を緩和することを目的に，橋台背面に弾性材料（EPS）を導入する方法も考えられている[26)]．

3)第 3 段階：構造細目の提案

橋台背面土の性能が発揮されるように，排水施設や踏掛版等の構造細目の提案を行う．

4.2.3 対称性の適用範囲

(1)検討の目的

非対称な橋梁では，温度変化に伴う桁の伸縮が設計供用期間中の繰返しにより．設計段階で想定していなかった変状が生じる恐れがある．一般的に，橋梁は非対称性を有することから，どの範囲まで非対称性を許容するかについて，適用範囲を明確とする必要がある．

- 計画高（縦断勾配）
- 斜角
- 曲率半径
- 支間バランス（中間橋脚の剛性の影響）
- 幅員変化
- 地盤条件

(2)検討方法の概要

骨組解析により，上記の条件を変えたパラメータ解析を行い，設計供用期間における繰返しの影響が，橋全体の供用性に影響を与えるか否かを検証する．

4.2.4 接続部の設計（上部工と橋台竪壁，橋台竪壁と杭基礎）

(1)検討の目的

橋台部において上下部一体構造となることから，その接続部の設計法について整理する必要がある．

- 上部桁と橋台竪壁の接続部
- 橋台竪壁と杭基礎

(2)検討方法の概要

1)上部桁と橋台竪壁の接続部

既往の実績および上部桁と橋脚の剛結部の事例を基に，鋼上部工および PC 上部工のそれぞれについて，橋台竪壁との接続部の設計について整理を行う．

2)橋台竪壁と杭基礎

インテグラルアバット橋では，単列杭基礎を採用することから，従来橋台のように底版は必要なく，橋台竪壁と杭基礎を接続することとなる．したがって，杭頭結合部の性能および設計法について，再度整理を行う．

4.2.5 施工の留意事項

(1)検討の目的

米国現地調査において，施工の配慮不足によると考えられる変状事例が見られた．上下部一体構造であることから，施工時の配慮について整理を行う．特に，施工時の二次応力を低減する施工手順や橋台背面盛土の品質管理について明確にする必要がある．

(2)検討方法の概要

既往の変状事例から，施工時の留意事項について整理するとともに，標準図を示す．

5. まとめ

本共同研究では，橋台部ジョイントレス構造として，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．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，以下のことがわかった．

- 現地調査から，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移動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上述の水平移動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．採用には，その影響を考慮した解析が必要である．
- 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，背面土の挙動に依存する．

次に，調査結果を整理して，橋台部ジョイントレス構造の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とした．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．

① 最大橋台竪壁高の検討および橋台背面土の受働抵抗のモデル化
② 対称性の適用範囲の把握
③ 接続部の性能と設計法
④ 施工時の留意事項の整理
⑤ 踏掛版と土工部との接続構造の提案
⑥ 背面土の沈下抑制策の提案

以上の課題について，来年度に研究を進めていく計画である．

【謝辞】

中日本高速道路株式会社 高橋氏には，JH 北海道での国内最初のインテグラルアバット橋の導入経緯や設計法について有益な情報をいただいた．また，JH 北海道でのインテグラルアバット橋の視察に協力いただいた旧 JH 北海道，米国での橋梁視察および意見交換に協力いただいたテネシー州，オレゴン州，カリフォルニア州の各交通局の各位に対し，ここに記し，謝辞とする．

6. 参考文献

1) 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.
2) 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.
3) (財)土木研究センター，新日本製鉄(株)：インテグラル橋の計画ガイドライン(案)（鋼桁編），2004.3.
4) 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 2 集　橋梁建設編，2006.4.
5) 高橋昭一，宮越 雅久，高木 隆一，奥谷 祐介：インテグラルアバット橋の設計・施工，プレストレストコンクリート技術協会 第 6 回シンポジウム論文集，pp.23-28，1996.10.
6) U.S. Geological Survey Earthquake Hazards Program：
http://earthquake.usgs.gov/
7) Washington State Department of Transportation: WSDOT Bridge Design Manual LRFD, 2005.6.
8) Oregon Department of Transportation: 2004 Bridge Design & Drafting Manual, 2006.
9) California Department of Transportation: Bridge Design Aid, 1988
10) Missouri Department of Transportation: LFD and LRFD Bridge Design Manual, 2004
11) Illinois Department of Transportation: Bridge Manual 2006
12) Wasserman, E. P.: Integral Abutment for Steel Bridges, Highway Structures Design Handbook, Vol. II, Chapter5, 1996
13) South Carolina Department of Transportation: Bridge Design Manual, 2006
14) California Department of Transportation: Seismic Design Criteria, 2004
15) Romstad, K., Kutter, B., Maroney, B., Vanderbilt, E. Griggs, M. Chai, Y. H.: Experimental Measurements of Bridge Abutment Behavior, UCD-STR-1, 1995.9.
16) Oregon Department of Transportation: Bridge Standard Drawing, 2006.
17) California Department of Transportation: Bridge Standard Detail Sheet
18) Missouri Department of Transportation: Bridge Standard Drawing
19) South Carolina Department of Transportation: Design Drawings and Details
20) California Department of Transportation: Highway Design Manual
21) http://maps.google.co.jp/
22) Wasserman, E. P.: Tennessee State Route 50 Bridge over Happy Hollow Creek, PCI Journal, Vol.44, No.5, 1999.9/10
23) http://www.post-gazette.com/pg/05363/629440.stm

24) Burdette, E. G., Deatherage, J. H., Goodpasture, D. W., Howard, S. C. , Ingram, E. E., Tidwell, J. B., Wasserman, E. P.: Lateral Load Tests on Prestressed Concrete Piles Supporting Integral Abutments, PCI Journal, pp.70-77, 2004.9/10.
25) California Department of Transportation: Bridge Memo to Designers
26) Hoppe, E.J.: Field Study of Integral Backwall with Elastic Inclusion, Proceeding of Integral Abutment and Jointless Bridges (IAJB 2005), The 2005 – FHWA Conference, pp.257-269, 2005.3.