

平成4年度 農林水産省補助事業

(財)日本住宅・木材技術センター事業

木造化推進標準設計施工マニュアル作成等事業報告書

「建造物適用技術推進」

平成5年3月

財団法人 日本住宅・木材技術センター

1. 建造物適用技術推進事業について

わが国には、文化的遺産として高く評価されている大規模木造建築物が多いが、戦後は、ほとんど他の建築物に席を譲ってきた。また、建築物外構物や公園・広場等空間構成物にも経済性や耐久性から木材以外の材料が多く使われている。しかし、最近のように経済的水準が向上し、建築等に対するニーズが高度化・多様化するにつれて、木材固有の量感や質感を建築物や空間構成物等に再生しようとする要請が高まりつつある。

また、今後供給の増大化が見込まれる国産材を、これらの建築物や空間構成物に活用し、その需要を拡大しようとする要請も高い。

このため、これら要請へ対応して6課題の建造物を選定し構造安全性・耐久性・経済性等に関する技術開発を推進し設計・施工等に係わるマニュアル化を図ろうとするものである。

2. 平成4年度事業の実施方法及び内容

1) 本事業の実施にあたって、下記の委員会を設置し事業全体の計画立案、事業の進め方等についてご指導をいただきながら進めた。

建造物適用技術推進委員会

委員長	塩田 敏志	東京農業大学農学部 教授
委員	木方 洋二	名古屋大学農学部 教授
〃	大熊 幹章	東京大学農学部 教授
〃	喜多山 繁	東京農工大学農学部 教授
〃	矢田 茂樹	横浜国立大学教育学部 助教授
〃	古澤富志雄	職業訓練大学校 助教授
〃	小林 章	東京農業大学農学部 講師
〃	平井 卓郎	北海道大学農学部 助教授
〃	信田 聡	東京大学農学部 助手
〃	小松 幸平	農林水産省森林総合研究所木材利用部接合研究室長
〃	井上 武	日本道路公団技術部緑化推進課 課長
〃	大間 武	(社)日本造園コンサルタント協会技術委員長
〃	蓮見 隆	(社)日本マリーナ・ビーチ協会 調査役
〃	大曾根 真	日本木材防腐工業会 専務理事

2) 下記の分科会を設置し、それぞれの事業を実施した。

- ア. 木製遮音壁分科会では、マニュアル作成
- イ. 木槽分科会では、マニュアル作成
- ウ. 木橋分科会では、性能実験及びマニュアル作成
- エ. 木製棧橋分科会では、試作展示
- オ. 木製舗装分科会では、試作展示木製舗装の追跡調査
- カ. 木製遊具分科会では、試作展示木製遊具の追跡調査

木製遮音壁分科会

主 査	喜多山 繁	東京農工大学農学部 教授
委 員	田中 千秋	島根大学農学部 教授
〃	服部 順昭	東京農工大学農学部 助教授
〃	末吉 修三	農林水産省森林総合研究所木材利用部木質環境研究室 室長
〃	武井富喜雄	長野県林業総合センター 木材部長
〃	清水 則夫	(財)ベターリビング筑波建築センター試験部 技術主任
〃	三村 典彦	信州カラマツ工業会 専務理事
〃	永井 哲	大建工業株式会社 デザイン室長

木槽分科会

主 査	古澤富志雄	職業訓練大学校 助教授
委 員	福田 清春	東京農工大学農学部 助教授
〃	赤松 明	職業訓練大学校 講師
〃	信田 聡	東京大学農学部 助手
〃	財満やえ子	東京造形大学 助教授

木橋分科会

主 査	小松 幸平	農林水産省森林総合研究所木材利用部接合研究室長
委 員	薄木 征三	秋田大学鉱山学部 教授
〃	阿部 英彦	宇都宮大学建設学科 教授
〃	鈴木憲太郎	農林水産省森林総合研究所木材化工部 防腐研究室長
〃	廣田 延雄	(財)林業土木コンサルタンツ林道技術部長常務理事
〃	坂本多加雄	銘建工業(株)大断面工場 工場長

木製棧橋分科会

主査	信田 聡	東京大学農学部 助手
委員	山畑 信博	建築研究所 工業生産研究室
〃	長野 征広	(株) ザイエンス中央研究所 商品開発課長
〃	岩崎 重治	ゼニヤ海洋サービス(株) 技術部 部長
〃	島崎 正勝	(株) 三英 遊具事業部営業部 部長
〃	本吉 泰次	大建工業(株) 開発企画課 主査

木製舗装分科会

主査	小林 章	東京農業大学農学部 講師
委員	矢田 茂樹	横浜国立大学教育学部 助教授
〃	高橋 博康	(有) グリーン・デザイン 代表取締役
〃	鈴木 敏	長谷川体育施設(株) 技術部
〃	長野 征広	(株) ザイエンス中央研究所 商品開発課長

木製遊具分科会

主査	矢田 茂樹	横浜国立大学教育学部 助教授
委員	井村 五郎	千葉工業大学工業デザイン学科 講師
〃	小林 章	東京農業大学農学部 講師
〃	平井 卓郎	北海道大学農学部 助教授
〃	島崎 正勝	(株) 三英 遊具事業部営業部 部長

広範な内容に積極的に取り組んでいただいた委員各位に深甚な謝意を表するとともに、事業をすすめるにあたり貴重なご意見等を寄せられた関係者の各位に感謝申し上げます。

平成 5 年 3 月

(財) 日本住宅・木材技術センター
理事長 下川 英雄

I 性能実験	
第1章 スプリットT型接合による集成材継手の静的正負繰返し加力実験	1
1. はじめに	1
2. 継手試験体の設計・製作	2
2. 1 設計の方針	2
2. 2 集成材	2
2. 3 ドリフトピン接合部	2
2. 3. 1 ドリフトピンの降伏耐力	2
2. 3. 2 鋼板挿入式ドリフトピン接合部の設計法	5
2. 3. 3 各試験体における接合部の推定降伏モーメント	7
2. 4 鋼板部分の推定耐力	13
2. 4. 1 鋼板	13
2. 4. 2 スプリットT接合部の推定耐力	13
3. 実験	14
3. 1 試験体のセッティングと加力方法	14
3. 2 計測機器のセッティング	15
3. 3 実験に関する備考	17
4. 結果	17
4. 1 試験体の荷重 (P) - スパン中央たわみ (δ) の結果	17
4. 2 P - δ 関係のループ特性値	18
4. 3 モーメント (M) - スプリットT鋼板間の相対回転角 (β) の関係	23
4. 4 モーメント (M) - 接合部回転角 (θ) の関係	25
4. 5 実験観察記録	29
4. 5. 1 試験体1 (SPO1 : $d = 8\text{ mm}$)	29
4. 5. 2 試験体2 (SPO2 : $d = 12\text{ mm}$)	30
4. 5. 3 試験体3 (SPO3 : $d = 18\text{ mm}$)	31
4. 5. 4 試験体4 (SPO4 : $d = 20\text{ mm}$)	32
4. 6 変形・破壊形態の写真	33
5. 考察	34
5. 1 継手の初期剛性	34
5. 2 接合部回転角	34
5. 3 Tフランジ鋼板の変形	34
5. 4 臨界荷重	35
5. 5 最大荷重	35

6. 文 献	35
II マニュアル類の作成	
第1章 はじめに	36
第2章 木製遮音壁設計・施工マニュアル	37
1. 総 則	37
1.1 指針の目的	37
1.2 適用の範囲	37
1.3 用語の定義	38
2. 木製遮音壁の概要	39
2.1 木製遮音壁の特徴	39
2.2 設置の意義	39
2.3 設置場所（道路景観と美観）	40
3. 木製遮音壁の性能	43
3.1 遮音・吸音性能	43
3.1.1 遮音壁の減音効果	43
3.1.2 遮音壁に要求される音響性能	44
3.1.3 遮音壁の設置位置・高さ・長さ	45
3.1.4 木材、木質材料の音響特性	48
3.1.5 木材、木質材料を使用した遮音壁の効果	55
3.2 防・耐火性能	58
3.3 耐久性	60
3.3.1 防腐処理	60
3.3.2 耐候処理	63
4. 木製遮音壁の基本設計	65
4.1 適 用	65
4.2 設 置	65
4.2.1 設置位置	65
4.2.2 設置高さ	66
4.2.3 設置延長（総延長）	66
4.3 形式の選定	66
4.3.1 形 式	66
4.3.2 遮音板の選定と種類	67
4.3.3 遮音板の音響性能	68
4.4 設計条件	68
4.4.1 荷重の種類	68
4.4.2 材料強度及び許容応力度	68

4. 4. 3	荷重の組み合わせ及び許容応力度の割増し	7 1
4. 4. 4	地盤の諸定数	7 1
4. 4. 5	遮音板、遮音壁の安全性	7 1
5.	木製遮音壁の細部設計と施工指針	7 2
5. 1	設計の基本条件	7 2
5. 1. 1	壁体支持架構	7 2
5. 1. 2	基礎	7 4
5. 1. 3	壁体支持架構の材料、寸法、形状及び基礎	7 5
5. 2	木製遮音壁の施工指針	7 7
6.	木製遮音壁体の製造指針	7 8
6. 1	製材工程	7 8
6. 2	乾燥工程	7 8
6. 3	切削工程	7 8
6. 4	防腐・難燃処理	7 9
6. 5	組立加工	7 9
7.	メンテナンス	8 1
7. 1	点検項目と点検方法	8 1
7. 2	補修指針	8 6
7. 3	取り替え時期の判定	8 7
7. 4	点検・補修記録	8 7
8.	壁体の更新と再利用	8 9
8. 1	壁体の更新	8 9
8. 2	壁体の再利用	8 9
付録	細部設計例	9 0
1.	支柱にかかる荷重	9 0
2.	杭基礎（鋼管杭）の設計	9 5
3.	直接基礎の設計	1 0 4
4.	橋梁部	1 0 7
第3章	ビル用木槽の設計・施工・維持管理に関するガイドライン	1 2 0
1.	総 則	1 2 0
1. 1	指針の目的	1 2 0
1. 2	適用の範囲	1 2 0
1. 3	用語の定義	1 2 1
2.	基本的事項	1 2 1
2. 1	ビル用水槽に求められる基本性能	1 2 1
2. 1. 1	水 質	1 2 1
2. 1. 2	構 造	1 2 2

2. 2	ビル用木槽の特徴	1 2 4
2. 3	木槽の設置に際して留意すべき事項	1 2 6
3.	材 料	1 2 6
3. 1	要求される一般的な性質	1 2 6
3. 2	木材の外観構造	1 2 8
3. 2. 1	木材の3断面	1 2 8
3. 2. 2	成長輪と年輪	1 2 8
3. 2. 3	早材・晩材	1 2 8
3. 2. 4	辺材・心材	1 2 9
3. 3	木材の物理的・機械的性質	1 3 0
3. 3. 1	比 重	1 3 0
3. 3. 2	含水率	1 3 1
3. 3. 3	収縮率	1 3 2
3. 3. 4	吸水性	1 3 3
3. 3. 5	熱伝導率	1 3 4
3. 3. 6	光の透過	1 3 5
3. 3. 7	めり込み	1 3 5
3. 3. 8	摩 耗	1 3 6
3. 3. 9	摩擦係数	1 3 7
3. 3. 10	弾性定数	1 3 7
3. 3. 11	強 度	1 3 7
3. 4	化学成分	1 3 9
3. 5	微生物による木材の生物劣化と木材腐朽	1 4 0
3. 5. 1	劣化様式と代表的菌類	1 4 0
3. 5. 2	木材腐朽菌類の生活環	1 4 2
3. 5. 3	腐朽条件	1 4 2
3. 5. 4	耐朽性	1 4 5
4.	設計及び構造	1 4 6
4. 1	設計上の留意点	1 4 6
4. 1. 1	変動水圧	1 4 6
4. 1. 2	耐震設計における係数	1 4 6
4. 1. 3	その他荷重条件	1 4 6
4. 1. 4	許容応力	1 4 6
4. 2	構造上の留意点	1 4 6
4. 3	部材構成法	1 4 8
5.	加工方法	1 4 9
5. 1	乾 燥	1 4 9
5. 1. 1	乾燥の必要性	1 4 9
5. 1. 2	乾燥の要件	1 5 0

5. 1. 3	乾燥方法	150
5. 1. 4	乾燥程度	151
5. 2	化学処理	153
5. 3	機械加工	154
5. 3. 1	側板	154
5. 3. 2	底板	154
5. 4	組立	154
6.	検査	155
6. 1	目視検査	155
6. 2	水張検査	155
7.	維持管理	156
7. 1	日常管理上の一般事項	156
7. 1. 1	一般的注意事項	156
7. 1. 2	日常管理上の留意点	156
7. 2	保守管理上の留意点	156
7. 2. 1	水質の管理	156
7. 2. 2	槽内の清掃	156
第4章 木橋の設計・施工の手引き		160
1.	はじめに	160
1. 1	緒言	160
1. 2	木橋の必要性	160
1. 3	基本事項	161
2.	木橋の種類	164
2. 1	桁橋	164
2. 2	方杖橋	164
2. 3	トラス橋	164
2. 4	アーチ橋	164
2. 5	斜張橋	164
2. 6	吊橋	164
2. 7	吊り床版橋	164
2. 8	その他	164
3.	荷重	167
3. 1	死荷重	168
3. 2	1等橋および2等橋に負載する活荷重	168
3. 3	衝撃	170
3. 4	プレストレスカ	171
3. 5	風荷重	172
3. 6	温度変化の影響	173

3. 7	地震の影響	173
3. 8	含水率の変化の影響	173
3. 9	雪荷重	174
3. 10	地盤変動および支点移動の影響	174
4.	許容耐力	175
4. 1	製材	175
4. 2	集成材	180
4. 3	LVL	185
4. 4	接合具	187
5.	構造設計	192
5. 1	構造計画	192
5. 2	各部構造の決定	192
5. 3	構造解析の方法	192
5. 4	部材断面の検討	192
5. 5	接合部の設計	192
5. 6	変形の検討	193
5. 7	振動に対する検討	193
5. 8	振れに対する検討	193
6.	防腐耐久設計	194
6. 1	部材の防腐	194
6. 2	接合部の防腐・防錆	201
6. 3	高耐久構造に対する検討	201
6. 4	保守・点検・管理	201
6. 5	集成材橋点検事例	203
7.	素材および丸太を用いた木橋での注意事項	206
7. 1	設計諸元	206
7. 2	構造	208
8.	木橋設計・施工例	212
8. 1	集成材単純桁林道橋の設計例	212
8. 2	集成材アーチ道路橋の設計例	224

Ⅲ 試作展示

第1章	水上ベンチの試作展示	259
1.	目的	259
2.	試作展示場所の選定	259
3.	試作展示場所の環境	259
4.	設計方針	260
5.	設計図書の作成	260

6. 施 工	2 6 9
6. 1 木材の加工	2 6 9
6. 2 部材の仮組み、運搬	2 6 9
6. 3 防腐及び乾燥処理	2 6 9
6. 4 フレームの製作	2 7 0
6. 5 基礎工事	2 7 1
6. 6 組み立て	2 7 2
6. 7 据え付け	2 7 8
6. 8 木部塗装	2 8 1
第2章 試作舗装の利用状況と経過観察	2 8 2
1. 目 的	2 8 2
2. 調査対象	2 8 2
3. 調査項目	2 8 2
4. 調査結果	2 8 3
4. 1 利用実態調査	2 8 3
4. 2 目視及び写真観察	2 8 3
4. 3 アンケート調査	2 8 7
4. 4 含水率調査	2 9 2
4. 5 弾力性調査	2 9 3
4. 6 摩擦係数調査	2 9 5
4. 7 変退色調査	2 9 7
4. 8 輝度調査	3 0 4
4. 9 その他の調査	3 1 1
5. まとめ	3 1 1

I 性能試験

第1章 スプリットT型接合による集成材継手の静的正負繰返し加力実験

1. はじめに

木橋の主桁を現場で能率良く接合するために、図1に示すスプリットT型のモーメント抵抗接合法を考案した。この接合法は元来図2に示す集成材骨組み架構における2方向ラーメン接合用に開発したもの¹⁾であるが、梁材同士を直接接合すれば施工性の容易な継手としても利用できるのでは、今回予備的な試みとして木橋主桁の継手への応用を前提として、静的正負繰返し加力実験を計画した。

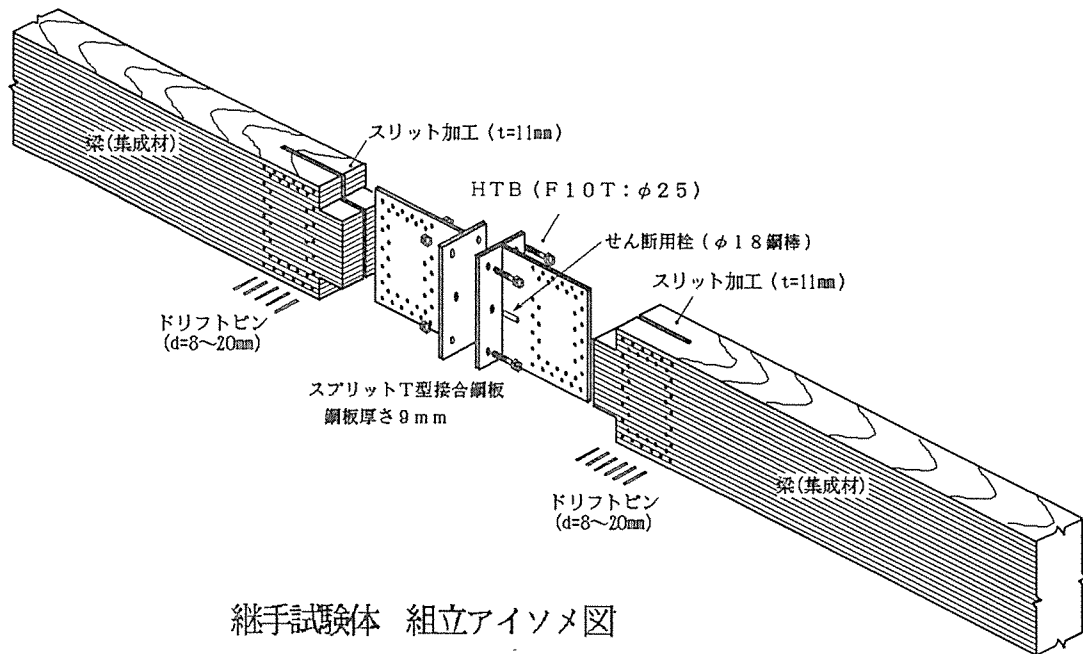


図1 スプリットT型梁継手

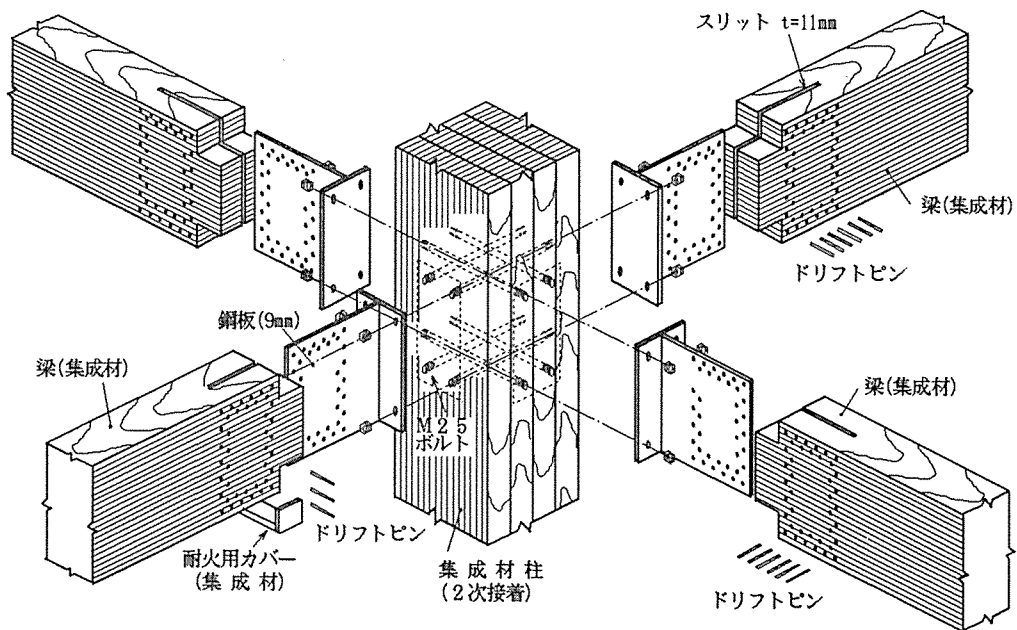
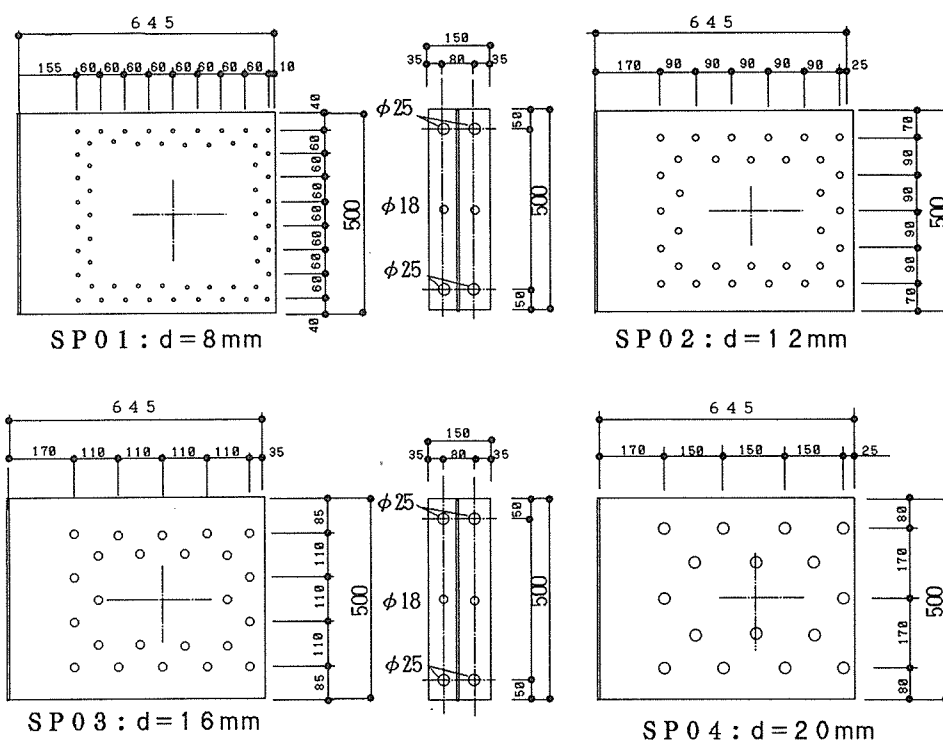


図2 柱-梁2方向ラーメンへの適用例(想像図)

2. 継手試験体の設計・製作

2. 1 設計の方針

本実験の主目的は、集成材-鋼板ガセット間を接合するドリフトピンの直径 d と本数が継手の剛性、強度に及ぼす影響を調べることである。そこで、図3に示すように、約500mm x 650mmの接合部内に端距離(7d)、縁距離(4d)、接合具間隔(7d)の制限内でドリフトピンを2列に配置するという条件を設定して、ピンの直径 d を 8, 12, 16, 20mm の4種類に変化させた4種類の試験体を試作した。



鋼板区画 共通事項: 鋼板厚さ全て9mm

図3 継手試験体の接合部詳細

2. 2 集成材

試験体の製造は全面的に三井木材工業(株)に依頼した。ラミナのヤング係数等の分布は不明であるが、発注条件はJAS1級エゾマツ・トドマツ混用大断面構造用集成材で、公称断面は150mm x 500mm x 4000mm(継手片側)とした。納入された試験体を見た限りでは、ラミナの厚さは35mmで、比較的上質の材料が使われていた。集成材の力学的性質は現時点では測定していない。

2. 3 ドリフトピン接合部

2. 3. 1 ドリフトピンの降伏耐力

従来、木構造の接合部は接合具の許容耐力によって設計されていたが、今回は予備的な試みとして、最も力を受けるピンが降伏する時点をもって接合部の短期許容モーメントとするという仮のクリテリアを定めて集成材-鋼板接合部を設計

する。ここで必要となるドリフトピン一本の降伏耐力 P_y は、ヨーロッパ型剛塑性理論式²⁾より決定する。

図4-a)、b)、c)に鋼板挿入式ドリフトピン接合で予想される降伏タイプを示す。

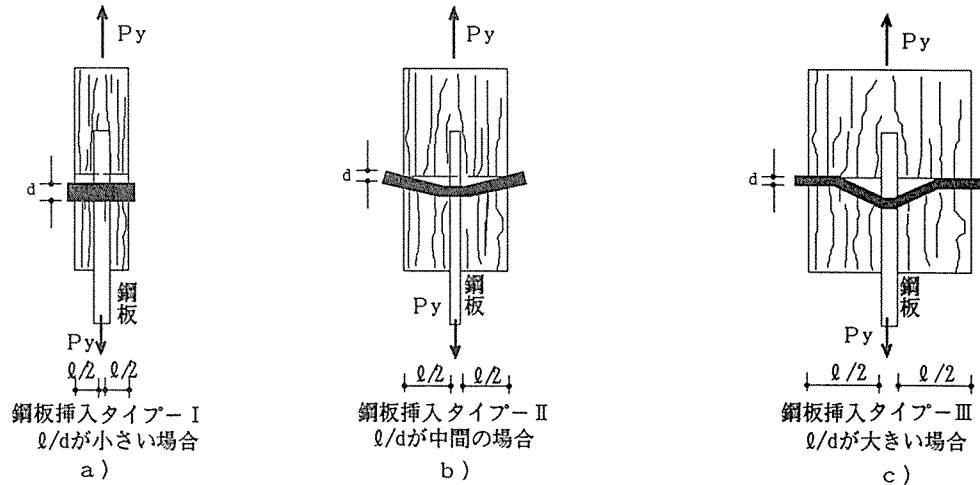


図4 鋼板挿入型ドリフトピン接合部の予想降伏パターン

図4に示すそれぞれの降伏パターンにおける予想降伏耐力 P_y は以下の式で計算できる。

- ①鋼板挿入降伏タイプ-I (図4-a) : ドリフトピンの降伏耐力が木材に比べて大きすぎて鋼棒が曲げ降伏せず、木材中でめり込み変形を起こす。

$$P_y = l d \sigma_{ey} \quad \dots 1)$$

- ②鋼板挿入降伏タイプ-II (図4-b) : 鋼板内でドリフトピンが曲げ降伏を起こすが、木材中では鋼棒は曲げ降伏を起こさず木材にめり込む。

$$P_y = l d \sigma_{ey} \left\{ \sqrt{2 + \frac{16M_y}{l^2 d \sigma_{ey}}} - 1 \right\} \quad \dots 2)$$

- ③鋼板挿入降伏タイプ-III (図4-c) : ドリフトピンが鋼板および木材双方で曲げ降伏を起こす場合に起こる。

$$P_y = 2 \sqrt{4M_y d \sigma_{ey}} \quad \dots 3)$$

ここで、

M_y : ドリフトピンの降伏モーメント

d : ドリフトピンの直径

l : ドリフトピンの有効長さ

σ_{ey} : 円型断面鋼棒の(木材)集成材へのめり込み降伏応力度(密度に依存する)アメリカの計算基準であるNDS (National Design Specification) に従うと5%オフセット値(図5参照)を採用する。

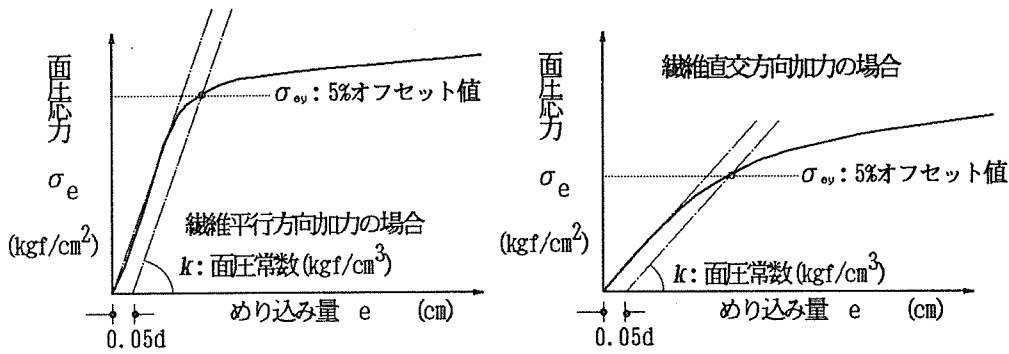


図5 降伏面圧応力（5%オフセット値）の求め方

しかし、今回の供試樹種であるエゾマツ・トドマツ集成材に直接使える降伏面圧応力のデータが存在しないので、次善の策として平井³⁾の提案した以下の木材密度 (TD) - りり込み最大応力 (σ_{max}) の回帰式より降伏面圧応力を推定する。

$$\sigma_{0-max} = 0.93215TD - 160.74 \quad (\text{繊維平行方向加力}) \quad \dots 4)$$

$$\sigma_{90-max} = (0.25522TD - 5.27)d^{-0.4} \quad (\text{繊維直交方向加力}) \quad \dots 5)$$

また、最大面圧応力と降伏面圧応力（5%オフセット応力）との関係は、森林総研接合研究室の平成4年度研修報告⁴⁾より、

$$\sigma_{0-ey} \cong \sigma_{0-max} / 1.2 \quad \dots 6)$$

$$\sigma_{90-ey} \cong \sigma_{90-max} \quad \dots 7)$$

供試集成材の平均密度を $TD = 450 \text{ kg/m}^3$ と仮定すると、式4), 5), 6), 7)より各直径に対する最大面圧応力 (σ_{max})、降伏面圧応力 (σ_{ey}) は表1のように推定される。

表1 最大面圧応力 (σ_{max})、降伏面圧応力 (σ_{ey}) の推定値

鋼棒直径 (cm)	0.8		1.2		1.6		2.0	
応力値 (kgf/cm ²)	σ_{max}	σ_{ey}	σ_{max}	σ_{ey}	σ_{max}	σ_{ey}	σ_{max}	σ_{ey}
繊維平行方向加力	259	216	259	216	259	216	259	216
繊維直交方向加力	120	120	102	102	91	91	83	83

鋼板挿入式ドリフトピン接合部の推定降伏モーメントは、表1の値を式1), 2), 3)に代入した場合の最小値として、表2のように決定される。

表3 鋼板挿入式ドリフトピン接合部の推定降伏耐力

試験体	ST01	ST02	ST03	ST04
ピン直径 d (cm)	0.8	1.2	1.6	2.0
ピン有効長さ l (cm)	14.1	14.1	14.1	14.1
径長比 l/d	17.63	11.75	8.81	7.05
0度方向 P_{0-y} (kgf)	2972	3640	4203	4699
90度方向 P_{90-y} (kgf)	2215	2502	2727	2916

ただし、 $TD=450\text{kgf/m}^3$ と仮定

2. 3. 2 鋼板挿入式ドリフトピン接合部の設計法

現在、筆者が日本建築学会に提案中⁴⁾の図6に一例を示すようなガセット板式モーメント抵抗接合部の許容耐力設計法は以下の通りである。

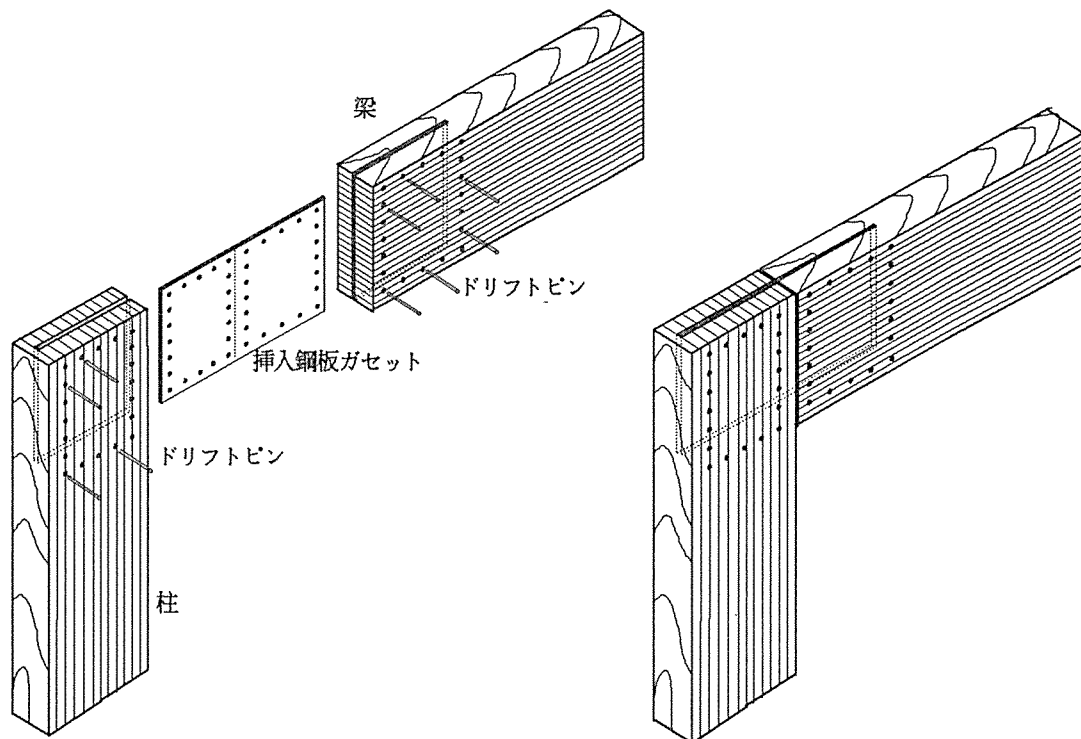


図6 ガセット板式モーメント抵抗接合

①外力と接合部変形量との比例関係の定義

$$\theta_M = M/R_J \quad : \quad \text{回転角} - \text{モーメントの関係} \quad \dots 8)$$

$$u_N = N/D_J \quad : \quad \text{繊維平行方向変位} - \text{軸力} \text{の関係} \quad \dots 9)$$

$$v_Q = Q/S_J \quad : \quad \text{繊維直交方向変位} - \text{せん断力} \text{の関係} \quad \dots 10)$$

ただし、 θ_M : モーメント M による接合部回転角
 u_N : 軸力 N による繊維平行 (x-軸) 方向の接合部変位
 v_Q : せん断力 Q による繊維直交 (y-軸) 方向の接合部変位

② 接合部剛性の算定

$$R_j = n_s \cdot \sum K_{\phi_i} \cdot r_i^2 \quad : \text{接合部回転剛性} \quad \dots 11)$$

$$D_j = n_s \cdot \sum K_{0i} \quad : \text{接合部軸力剛性} \quad \dots 12)$$

$$S_j = n_s \cdot \sum K_{90i} \quad : \text{接合部せん断剛性} \quad \dots 13)$$

ただし、

n_i : 一せん断面あたりの接合具の数
 n_s : 一接合部あたりのせん断面の数
 K_{ϕ_i} : 繊維平行方向 (x-軸) と ϕ 度の角度をなす方向のすべり係数
 K_{0i} : 繊維平行方向 (x-軸) に関する接合具のすべり係数
 K_{90i} : 繊維直交方向 (y-軸) に関する接合具のすべり係数
 Σ は $i=1 \sim n_i$ まで加算の意味

ここで、

$$K_{\phi_i} = K_{0i} \cdot K_{90i} / (K_{0i} \cdot \sin^2 \phi_i + K_{90i} \cdot \cos^2 \phi_i) \quad \dots 14)$$

$$\phi_i = \pi/2 - \beta_i = \pi/2 - \tan^{-1}(y_i/x_i) \quad (\text{図7-a参照}) \quad \dots 15)$$

$$r_i = \sqrt{x_i^2 + y_i^2}$$

x_i, y_i は i -番接合具の座標で、原点は回転中心とする。

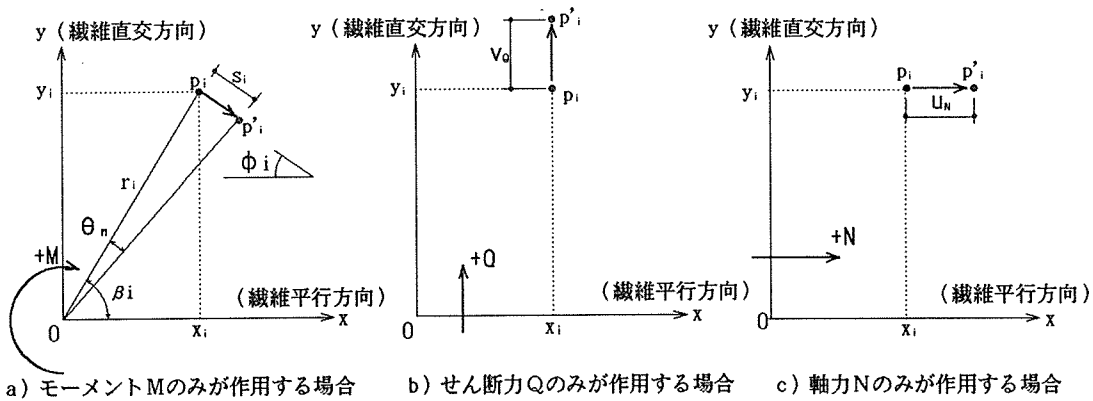


図7 接合部に作用する外力と i -番接合具が負担する力

③ 外力 M の作用で i -番接合具の一せん断面が負担する力

$$P_{\phi_i} = K_{\phi_i} \cdot r_i \cdot M / R_j \quad \dots 16)$$

④ 外力 Q の作用で i -番接合具の一せん断面が負担する力

$$P_{Q_i} = K_{90i} \cdot Q / S_j \quad \dots 17)$$

または、 $P_{Qi}=Q/(n_i \cdot n_s)$ (K_{90i} が全て同じと仮定できる場合) ...17)

⑤外力 N の作用で i -番接合具の一せん断面が負担する力

$$P_{Ni}=K_{0i} \cdot N/D_i \quad \dots 18)$$

または、 $P_{Ni}=N/(n_i \cdot n_s)$ (K_{0i} が全て同じと仮定できる場合) ...18)

⑥ 3つの力 P_{xi} 、 P_{yi} 、 P_{Ni} の重ね合わせによる合力 F_{res-i} の計算

$$F_{res-i} = \sqrt{F_{xi}^2 + F_{yi}^2} \quad \dots 19)$$

$$\text{ただし、} \quad F_{xi} = K\phi_i \cdot y_i \cdot M/R_j + N/(n_i \cdot n_s) \quad \dots 20)$$

$$F_{yi} = -K\phi_i \cdot x_i \cdot M/R_j + Q/(n_i \cdot n_s) \quad \dots 21)$$

⑦接合具の一せん断面あたりの ω 度方向許容(降伏)耐力 P_{ω_i} の算定

$$P_{\omega_i} = P_0 \cdot P_{90} / (P_0 \sin^2 \omega_i + P_{90} \cos^2 \omega_i) \quad \dots 22)$$

ただし、

$$\omega_i = \tan^{-1}(F_{yi}/F_{xi}) \quad \dots 23)$$

P_0 : 繊維平行方向加力時の接合具一せん断面あたりの許容(降伏)耐力

P_{90} : 繊維直交方向加力時の接合具一せん断面あたりの許容(降伏)耐力

⑧合力の検定

$$F_{res-i} \leq P_{\omega_i} \quad \dots 24)$$

以上、接合具の変形異方性を考慮した設計法では、どの接合具がクリティカルであるかが配置だけからでは容易に分からないので、計算ステップ③～⑧は、 $i=1 \sim n_i$ まで全ての接合具について行う必要がある。

2. 3. 3 各試験体における接合部の推定降伏モーメント

継手の試験は接合部に純曲げが作用する4点曲げ方式を採用したので、 $N=Q=0$ で $M=1\text{tonfm}$ の外力が作用する場合の各ドリフトピンに作用する力を専用のパソコンプログラム(WSD2.BAS)で計算した結果を以下の表4、5、6、7に示す。

合力の検定欄の F_{res-i}/P_{ω_i} が1の場合、 $M=1\text{tonfm}$ でちょうど降伏することを意味しているから、逆に推定降伏モーメント M_y は検定欄の最大値の逆数で $M_y = \text{Max}(P_{\omega_i}/F_{res-i})$ として得られる。

表4 ドリフトピンに作用する力の検定：試験体-1 (S P 0 1)

No	x (cm)	y (cm)	r (cm)	phai (rad.)	Kp (kgf/cm)	Ps (kgf)	Pq (kgf)	Pn (kgf)	Fx (kgf)	Fy (kgf)	omega (rad.)	Fres (kgf)	Pome (kgf)	Fres/Pome
1	-24.0	-21.0	31.9	0.8520	6707	44	0	0	-29	33	-0.8520	44	1245	0.035
2	-18.0	-21.0	27.7	0.7086	7594	43	0	0	-32	28	-0.7086	43	1298	0.033
3	-12.0	-21.0	24.2	0.5191	9088	45	0	0	-39	22	-0.5191	45	1371	0.033
4	-6.0	-21.0	21.8	0.2783	11210	50	0	0	-48	14	-0.2783	50	1449	0.034
5	-0.0	-21.0	21.0	0.0000	12500	53	0	0	-53	0	-0.0000	53	1486	0.036
6	6.0	-21.0	21.8	2.8633	11210	50	0	0	-48	-14	0.2783	50	1449	0.034
7	12.0	-21.0	24.2	2.6225	9088	45	0	0	-39	-22	0.5191	45	1371	0.033
8	18.0	-21.0	27.7	2.4330	7594	43	0	0	-32	-28	0.7086	43	1298	0.033
9	24.0	-21.0	31.9	2.2896	6707	44	0	0	-29	-33	0.8520	44	1245	0.035
10	-24.0	21.0	31.9	2.2896	6707	44	0	0	29	33	0.8520	44	1245	0.035
11	-18.0	21.0	27.7	2.4330	7594	43	0	0	32	28	0.7086	43	1298	0.033
12	-12.0	21.0	24.2	2.6225	9088	45	0	0	39	22	0.5191	45	1371	0.033
13	-6.0	21.0	21.8	2.8633	11210	50	0	0	48	14	0.2783	50	1449	0.034
14	-0.0	21.0	21.0	3.1416	12500	53	0	0	53	0	0.0000	53	1486	0.036
15	6.0	21.0	21.8	0.2783	11210	50	0	0	48	-14	-0.2783	50	1449	0.034
16	12.0	21.0	24.2	0.5191	9088	45	0	0	39	-22	-0.5191	45	1371	0.033
17	18.0	21.0	27.7	0.7086	7594	43	0	0	32	-28	-0.7086	43	1298	0.033
18	24.0	21.0	31.9	0.8520	6707	44	0	0	29	-33	-0.8520	44	1245	0.035
19	-24.0	-15.0	28.3	1.0122	5961	34	0	0	-18	29	-1.0122	34	1193	0.029
20	-24.0	-9.0	25.6	1.2120	5348	28	0	0	-10	26	-1.2120	28	1144	0.024
21	-24.0	-3.0	24.2	1.4464	4996	25	0	0	-3	24	-1.4464	25	1112	0.022
22	-24.0	3.0	24.2	1.6952	4996	25	0	0	3	24	1.4464	25	1112	0.022
23	-24.0	9.0	25.6	1.9296	5348	28	0	0	10	26	1.2120	28	1144	0.024
24	-24.0	15.0	28.3	2.1294	5961	34	0	0	18	29	1.0122	34	1193	0.029
25	24.0	-15.0	28.3	2.1294	5961	34	0	0	-18	-29	1.0122	34	1193	0.029
26	24.0	-9.0	25.6	1.9296	5348	28	0	0	-10	-26	1.2120	28	1144	0.024
27	24.0	-3.0	24.2	1.6952	4996	25	0	0	-3	-24	1.4464	25	1112	0.022
28	24.0	3.0	24.2	1.4464	4996	25	0	0	3	-24	-1.4464	25	1112	0.022
29	24.0	9.0	25.6	1.2120	5348	28	0	0	10	-26	-1.2120	28	1144	0.024
30	24.0	15.0	28.3	1.0122	5961	34	0	0	18	-29	-1.0122	34	1193	0.029
31	-21.0	-18.0	27.7	0.8622	6652	37	0	0	-24	28	-0.8622	37	1241	0.030
32	-15.0	-18.0	23.4	0.6947	7692	37	0	0	-28	23	-0.6947	37	1303	0.028
33	-9.0	-18.0	20.1	0.4636	9578	39	0	0	-35	18	-0.4636	39	1391	0.028
34	-3.0	-18.0	18.2	0.1651	12005	45	0	0	-44	7	-0.1651	45	1472	0.030
35	3.0	-18.0	18.2	2.9764	12005	45	0	0	-44	-7	0.1651	45	1472	0.030
36	9.0	-18.0	20.1	2.6780	9578	39	0	0	-35	-18	0.4636	39	1391	0.028
37	15.0	-18.0	23.4	2.4469	7692	37	0	0	-28	-23	0.6947	37	1303	0.028
38	21.0	-18.0	27.7	2.2794	6652	37	0	0	-24	-28	0.8622	37	1241	0.030
39	-21.0	18.0	27.7	2.2794	6652	37	0	0	24	28	0.8622	37	1241	0.030
40	-15.0	18.0	23.4	2.4469	7692	37	0	0	28	23	0.6947	37	1303	0.028
41	-9.0	18.0	20.1	2.6779	9578	39	0	0	35	18	0.4636	39	1391	0.028
42	-3.0	18.0	18.2	2.9764	12005	45	0	0	44	7	0.1652	45	1472	0.030
43	3.0	18.0	18.2	0.1651	12005	45	0	0	44	-7	-0.1651	45	1472	0.030
44	9.0	18.0	20.1	0.4636	9578	39	0	0	35	-18	-0.4636	39	1391	0.028
45	15.0	18.0	23.4	0.6947	7692	37	0	0	28	-23	-0.6947	37	1303	0.028
46	21.0	18.0	27.7	0.8622	6652	37	0	0	24	-28	-0.8622	37	1241	0.030
47	-21.0	-12.0	24.2	1.0517	5814	29	0	0	-14	25	-1.0517	29	1182	0.024
48	-21.0	-6.0	21.8	1.2925	5186	23	0	0	-6	22	-1.2925	23	1129	0.020
49	-21.0	0.0	21.0	1.5708	4950	21	0	0	0	21	1.5708	21	1108	0.019
50	-21.0	6.0	21.8	1.8491	5186	23	0	0	6	22	1.2925	23	1129	0.020
51	-21.0	12.0	24.2	2.0899	5814	29	0	0	14	25	1.0517	29	1182	0.024
52	21.0	-12.0	24.2	2.0899	5814	29	0	0	-14	-25	1.0517	29	1182	0.024
53	21.0	-6.0	21.8	1.8491	5186	23	0	0	-6	-22	1.2925	23	1129	0.020
54	21.0	0.0	21.0	1.5708	4950	21	0	0	0	-21	1.5708	21	1108	0.019
55	21.0	6.0	21.8	1.2925	5186	23	0	0	6	-22	-1.2925	23	1129	0.020
56	21.0	12.0	24.2	1.0517	5814	29	0	0	14	-25	-1.0517	29	1182	0.024

表5 ドリフトピンに作用する力の検定：試験体-2 (SP02)

No	x (cm)	y (cm)	r (cm)	phai (rad.)	Kp (kgf/cm)	Ps (kgf)	Pq (kgf)	Pn (kgf)	Fx (kgf)	Fy (kgf)	omega (rad.)	Fres (kgf)	Pome (kgf)	Fres/Pome
1	-22.5	-18.0	28.8	0.8961	9819	89	0	0	-56	70	-0.8961	89	1425	0.063
2	-13.5	-18.0	22.5	0.6435	12242	87	0	0	-69	52	-0.6435	87	1564	0.055
3	-4.5	-18.0	18.6	0.2450	17428	102	0	0	-99	25	-0.2450	102	1772	0.057
4	4.5	-18.0	18.6	2.8966	17428	102	0	0	-99	-25	0.2450	102	1772	0.057
5	13.5	-18.0	22.5	2.4981	12242	87	0	0	-69	-52	0.6435	87	1564	0.055
6	22.5	-18.0	28.8	2.2455	9819	89	0	0	-56	-70	0.8961	89	1425	0.063
7	-22.5	18.0	28.8	2.2455	9819	89	0	0	56	70	0.8961	89	1425	0.063
8	-13.5	18.0	22.5	2.4981	12242	87	0	0	69	52	0.6435	87	1564	0.055
9	-4.5	18.0	18.6	2.8966	17428	102	0	0	99	25	0.2450	102	1772	0.057
10	4.5	18.0	18.6	0.2450	17428	102	0	0	99	-25	-0.2450	102	1772	0.057
11	13.5	18.0	22.5	0.6435	12242	87	0	0	69	-52	-0.6435	87	1564	0.055
12	22.5	18.0	28.8	0.8961	9819	89	0	0	56	-70	-0.8961	89	1425	0.063
13	-22.5	-9.0	24.2	1.1903	8183	62	0	0	-23	58	-1.1903	62	1307	0.048
14	-22.5	0.0	22.5	1.5708	7500	53	0	0	0	53	1.5708	53	1251	0.042
15	-22.5	9.0	24.2	1.9513	8183	62	0	0	23	58	1.1903	62	1307	0.048
16	22.5	-9.0	24.2	1.9513	8183	62	0	0	-23	-58	1.1903	62	1307	0.048
17	22.5	0.0	22.5	1.5708	7500	53	0	0	0	-53	1.5708	53	1251	0.042
18	22.5	9.0	24.2	1.1903	8183	62	0	0	23	-58	-1.1903	62	1307	0.048
19	-18.0	-13.5	22.5	0.9273	9590	68	0	0	-41	54	-0.9273	68	1410	0.048
20	-9.0	-13.5	16.2	0.5880	12909	66	0	0	-55	37	-0.5880	66	1596	0.041
21	0.0	-13.5	13.5	3.1416	19000	81	0	0	-81	-0	0.0000	81	1820	0.044
22	9.0	-13.5	16.2	2.5536	12909	66	0	0	-55	-37	0.5880	66	1596	0.041
23	18.0	-13.5	22.5	2.2143	9590	68	0	0	-41	-54	0.9273	68	1410	0.048
24	-18.0	13.5	22.5	2.2143	9590	68	0	0	41	54	0.9273	68	1410	0.048
25	-9.0	13.5	16.2	2.5536	12909	66	0	0	55	37	0.5880	66	1596	0.041
26	0.0	13.5	13.5	0.0000	19000	81	0	0	81	-0	-0.0000	81	1820	0.044
27	9.0	13.5	16.2	0.5880	12909	66	0	0	55	-37	-0.5880	66	1596	0.041
28	18.0	13.5	22.5	0.9273	9590	68	0	0	41	-54	-0.9273	68	1410	0.048
29	-18.0	-4.5	18.6	1.3258	7777	45	0	0	-11	44	-1.3258	45	1274	0.036
30	-18.0	4.5	18.6	1.8158	7777	45	0	0	11	44	1.3258	45	1274	0.036
31	18.0	-4.5	18.6	1.8158	7777	45	0	0	-11	-44	1.3258	45	1274	0.036
32	18.0	4.5	18.6	1.3258	7777	45	0	0	11	-44	-1.3258	45	1274	0.036

表6 ドリフトピンに作用する力の検定：試験体-3 (SP03)

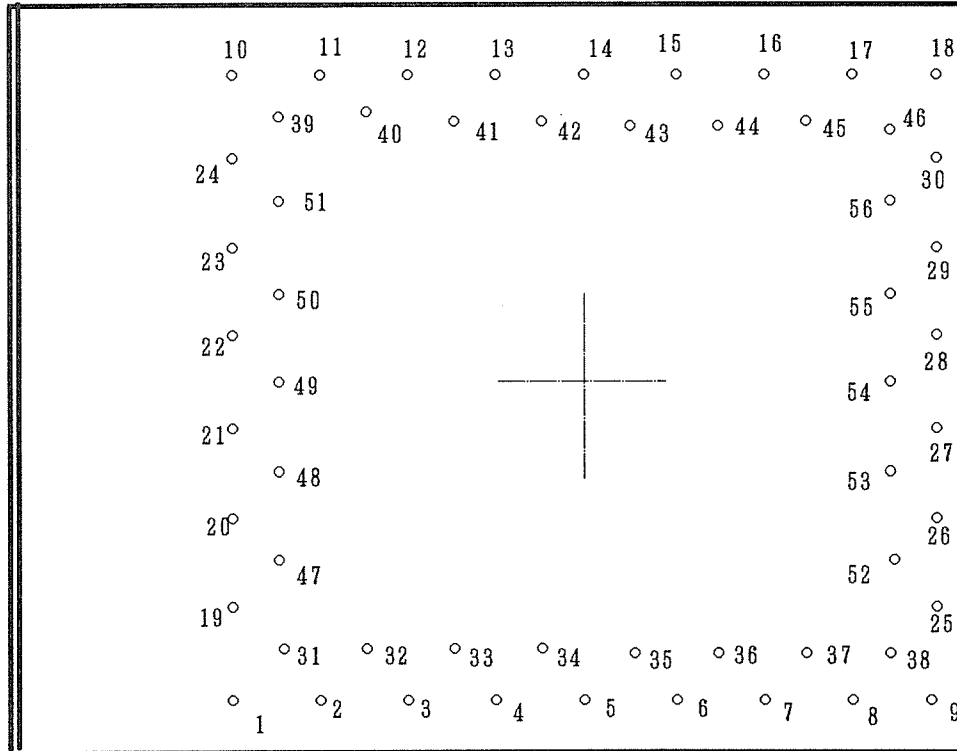
No	x (cm)	y (cm)	r (cm)	phai (rad.)	Kp (kgf/cm)	Ps (kgf)	Pq (kgf)	Pn (kgf)	Fx (kgf)	Fy (kgf)	omega (rad.)	Fres (kgf)	Pome (kgf)	Fres/Pome
1	-22.0	-16.5	27.5	0.9273	12801	128	0	0	-77	102	-0.9273	128	1561	0.082
2	-11.0	-16.5	19.8	0.5880	17266	124	0	0	-103	69	-0.5880	124	1801	0.069
3	0.0	-16.5	16.5	3.1416	25500	153	0	0	-153	-0	0.0000	153	2101	0.073
4	11.0	-16.5	19.8	2.5536	17266	124	0	0	-103	-69	0.5880	124	1801	0.069
5	22.0	-16.5	27.5	2.2143	12801	128	0	0	-77	-102	0.9273	128	1561	0.082
6	-22.0	16.5	27.5	2.2143	12801	128	0	0	77	102	0.9273	128	1561	0.082
7	-11.0	16.5	19.8	2.5536	17266	124	0	0	103	69	0.5880	124	1801	0.069
8	0.0	16.5	16.5	0.0000	25500	153	0	0	153	-0	-0.0000	153	2101	0.073
9	11.0	16.5	19.8	0.5880	17266	124	0	0	103	-69	-0.5880	124	1801	0.069
10	22.0	16.5	27.5	0.9273	12801	128	0	0	77	-102	-0.9273	128	1561	0.082
11	-22.0	-5.5	22.7	1.3258	10371	85	0	0	-21	83	-1.3258	85	1392	0.061
12	-22.0	5.5	22.7	1.8158	10371	85	0	0	21	83	1.3258	85	1392	0.061
13	22.0	-5.5	22.7	1.8158	10371	85	0	0	-21	-83	1.3258	85	1392	0.061
14	22.0	5.5	22.7	1.3258	10371	85	0	0	21	-83	-1.3258	85	1392	0.061
15	-16.5	-11.0	19.8	0.9828	12301	89	0	0	-49	74	-0.9828	89	1529	0.058
16	-5.5	-11.0	12.3	0.4636	19466	87	0	0	-78	39	-0.4636	87	1896	0.046
17	5.5	-11.0	12.3	2.6779	19466	87	0	0	-78	-39	0.4636	87	1896	0.046
18	16.5	-11.0	19.8	2.1588	12301	89	0	0	-49	-74	0.9828	89	1529	0.058
19	-16.5	11.0	19.8	2.1588	12301	89	0	0	49	74	0.9828	89	1529	0.058
20	-5.5	11.0	12.3	2.6780	19466	87	0	0	78	39	0.4636	87	1896	0.046
21	5.5	11.0	12.3	0.4636	19466	87	0	0	78	-39	-0.4636	87	1896	0.046
22	16.5	11.0	19.8	0.9828	12301	89	0	0	49	-74	-0.9828	89	1529	0.058
23	-16.5	0.0	16.5	1.5708	10000	60	0	0	0	60	1.5708	60	1364	0.044
24	16.5	0.0	16.5	1.5708	10000	60	0	0	0	-60	1.5708	60	1364	0.044

表7 ドリフトピンに作用する力の検定：試験体-4 (SP04)

No	x (cm)	y (cm)	r (cm)	phai (rad.)	Kp (kgf/cm)	Ps (kgf)	Pq (kgf)	Pn (kgf)	Fx (kgf)	Fy (kgf)	omega (rad.)	Fres (kgf)	Pome (kgf)	Fres/Pome
1	-22.5	-16.7	28.0	0.9318	14932	186	0	0	-111	149	-0.9318	186	1686	0.110
2	-7.5	-16.7	18.3	0.4217	24887	203	0	0	-185	83	-0.4217	203	2131	0.095
3	7.5	-16.7	18.3	2.7199	24887	203	0	0	-185	-83	0.4217	203	2131	0.095
4	22.5	-16.7	28.0	2.2098	14932	186	0	0	-111	-149	0.9318	186	1686	0.110
5	-15.0	-8.2	17.1	1.0696	13517	103	0	0	-49	90	-1.0696	103	1598	0.064
6	0.0	-8.2	8.2	0.0000	32500	119	0	0	-119	0	0.0000	119	2349	0.051
7	15.0	-8.2	17.1	2.0720	13517	103	0	0	-49	-90	1.0696	103	1598	0.064
8	-22.5	-0.2	22.5	1.5611	11501	115	0	0	-1	115	-1.5611	115	1458	0.079
9	22.5	-0.2	22.5	1.5805	11501	115	0	0	-1	-115	1.5611	115	1458	0.079
10	-15.0	8.3	17.1	2.0752	13544	103	0	0	50	90	1.0664	103	1600	0.064
11	0.0	8.3	8.3	0.0000	32500	120	0	0	120	0	0.0000	120	2349	0.051
12	15.0	8.3	17.1	1.0664	13544	103	0	0	50	-90	-1.0664	103	1600	0.064
13	-22.5	16.8	28.1	2.2116	14954	187	0	0	112	150	0.9300	187	1687	0.111
14	-7.5	16.8	18.4	2.7213	24923	204	0	0	186	83	0.4203	204	2132	0.095
15	7.5	16.8	18.4	0.4203	24923	204	0	0	186	-83	-0.4203	204	2132	0.095
16	22.5	16.8	28.1	0.9300	14954	187	0	0	112	-150	-0.9300	187	1687	0.111

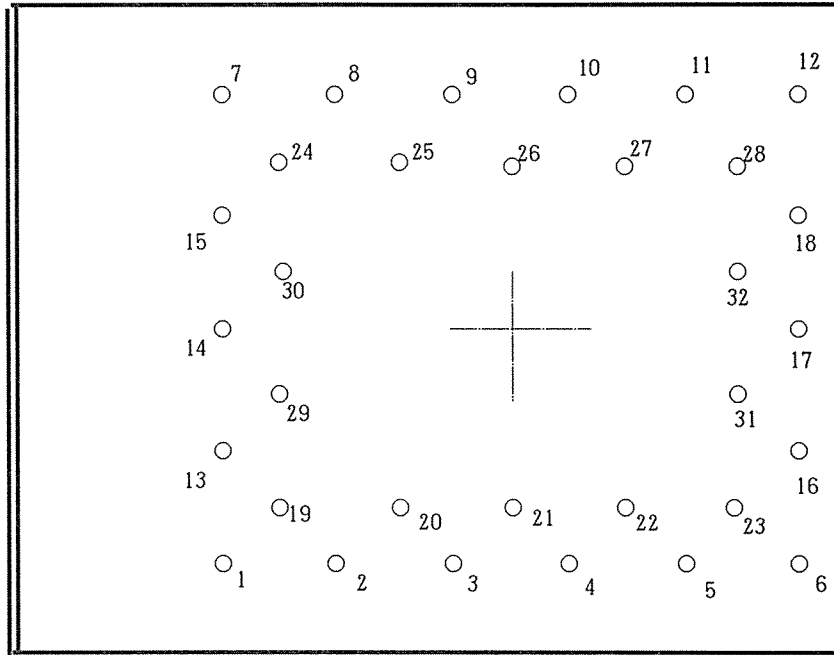
表中の接合具番号は次の付図a)、b)、c)、d)を参照。

SP01 : d=8mm



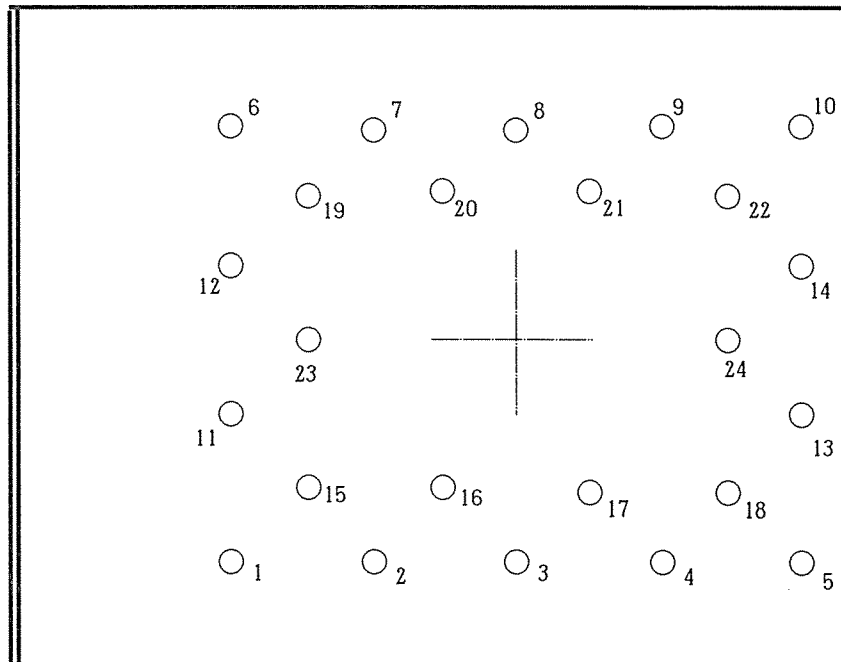
付図a) 試験体-1 (SP01) の接合具番号

S P 0 2 : d=12mm



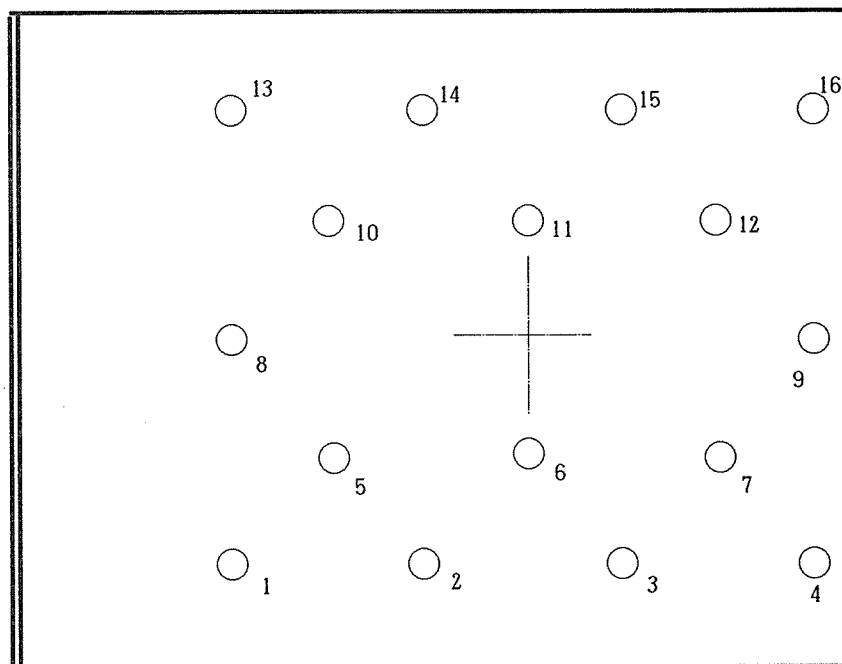
付図b) 試験体-2 (SP02) の接合具番号

S P 0 3 : d=16mm



付図c) 試験体-3 (SP03) の接合具番号

S P 0 4 : d = 20 mm



付図d) 試験体-4 (SP04) の接合具番号

以上より、各試験体が、ドリフトピン接合で降伏する場合の推定モーメントは表8に示すとおりである。

表8 ドリフトピン接合が降伏すると仮定した場合の
各試験体の降伏モーメント M_{y-d_p} の推定値

試験体	ST01	ST02	ST03	ST04
d (cm)	0.8	1.2	1.6	2.0
l/d	17.63	11.75	8.81	7.05
ピン間隔 (mm)	60	90	110	170
ピン本数	56	32	24	16
K_{s-0} (kgf/cm ²)	12500	19000	25500	32500
K_{s-90} (kgf/cm ²)	4950	7500	10000	11500
R_j (tonfm/rad.)	4913	3177	2753	2250
S_j (kgf/cm)	554400	480000	480000	368000
D_j (kgf/cm)	1410000	1216000	1224000	1040000
M_{y-d_p} (tfm)	27.77	15.87	12.20	9.01

ただし、供試集成材の密度は $TD=450\text{kg/m}^3$ と仮定した。

表8より、径長比の大きいドリフトピンほど、決められた面積に打てる本数が多く、接合部剛性 (R_j 等) や推定降伏耐力が大きくなることが分かる。逆に、径長比の小さいピンは、端距離や接合具間隔の規制のため、十分な本数が打てないこと、および、90度方向のめりこみ耐力が式5)に示すように $d^{-0.4}$ と急速に小さくなるため、剛性、推定降伏耐力とも小さくなる傾向が分かる。

2. 4 鋼板部分の推定耐力

2. 4. 1 鋼板

500mm x 650mm の面積を有するガセット板およびそれに直交する T 型部分（この部分を以後 T フランジ鋼板と呼ぶ）には厚さ 9mm の SS400 構造用鋼板を用い、隅肉溶接した。後述するが、試験体発注時点で溶接に関する基本的知識に欠けていたため、開先（K 型）溶接としなかったため、溶接強度が不足していたことが後で判明した。

2. 4. 2 スプリット T 接合部の推定耐力

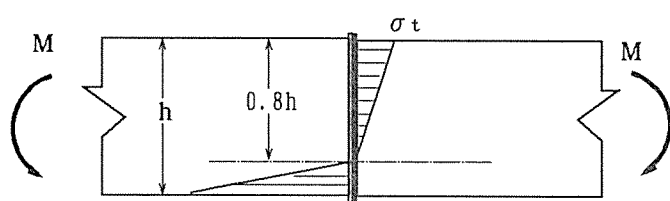


図 8 ボルトに引張力が作用する鋼構造継手の回転中心の仮定

鋼構造設計規準⁶⁾によると、リベット、ボルト等に引張応力を生じるような曲げモーメントが作用する鋼構造接合部の場合、回転中心は引張端から材せいの 0.8 倍の位置に存在することが慣例となっている（図 8 参照）。

上の仮定より、引張側に作用している見かけの軸応力によるモーメントの 2 倍がこの接合部の外力モーメントである。ここで、引張側最外縁の応力はすでに鉄の規準強度 σ_t に達しているとする、

$$M_{s,t} = 2b \cdot \int_0^{0.8h} (\sigma_t \cdot y / 0.8h) y dy = (6.4/30) h^2 \sigma_t b \quad \dots 25)$$

供試試験体の場合、 $h=50\text{cm}$ 、 $b=0.9\text{cm}$ 、 $\sigma_t=2400\text{kgf/cm}^2$ （SS41の規準強度）であるから、

$$M_{s,t} = (6.4/30) \times 50 \times 50 \times 2400 \times 0.9 = 1152000 \text{kgfcm} = 11.52 \text{tonfm}$$

上の計算では、スプリット T 接合部の高力ボルトの引張力は充分大きく、高力ボルトでの降伏は先行しないとの仮定を設けている。この仮定の基で、ガセット板の隅肉溶接部分から先に引張破壊が生じる場合の継手試験体の最大モーメントは $M_{stx} = 11.52 \text{tonfm}$ と推定される。この推定値と表 8 のドリフトピン接合部で降伏すると仮定した場合の降伏（最大）モーメントを比較すると、供試体の降伏状況は表 9 のように推定される。

一方、母材は断面 $15\text{cm} \times 50\text{cm}$ のトドマツ集成材（JAS 1 級）で、その材料強度は曲げで $\sigma_b = 360 \text{kgf/cm}^2$ であるから、集成材が曲破壊する場合の推定最大モーメントは

$$M_{m,x} = \sigma_b Z = 360 \times (15 \times 50^2 / 6) = 22.5 \text{tonfm}$$

と推定される。以上より、供試試験体は全強度の 1/2 程度の耐力で溶接部が破壊するという間違った設計を行ったことが後で判明した。

表9 各供試体の推定降伏状況

試験体	ST01	ST02	ST03	ST04
d(cm)	0.8	1.2	1.6	2.0
l/d	17.63	11.75	8.81	7.05
ピン本数	56	32	24	16
$M_{y-dp} \#1$ (tfm)	27.77	15.87	12.20	9.01
$M_{st} \#2$ (tfm)	11.52	11.52	11.52	11.52
推定降伏箇所	溶接部	溶接部	溶接部? (ドリフトピン?)	ドリフトピン

*1:ドリフトピン接合で降伏すると仮定した場合の降伏モーメント

*2:スプリットT接合の溶接部で破断すると仮定した場合の最大モーメント

3. 実験

3.1 試験体のセッティングと加力方法

図9に継手試験体の加力方法と試験体のセッティングの状況を示す。

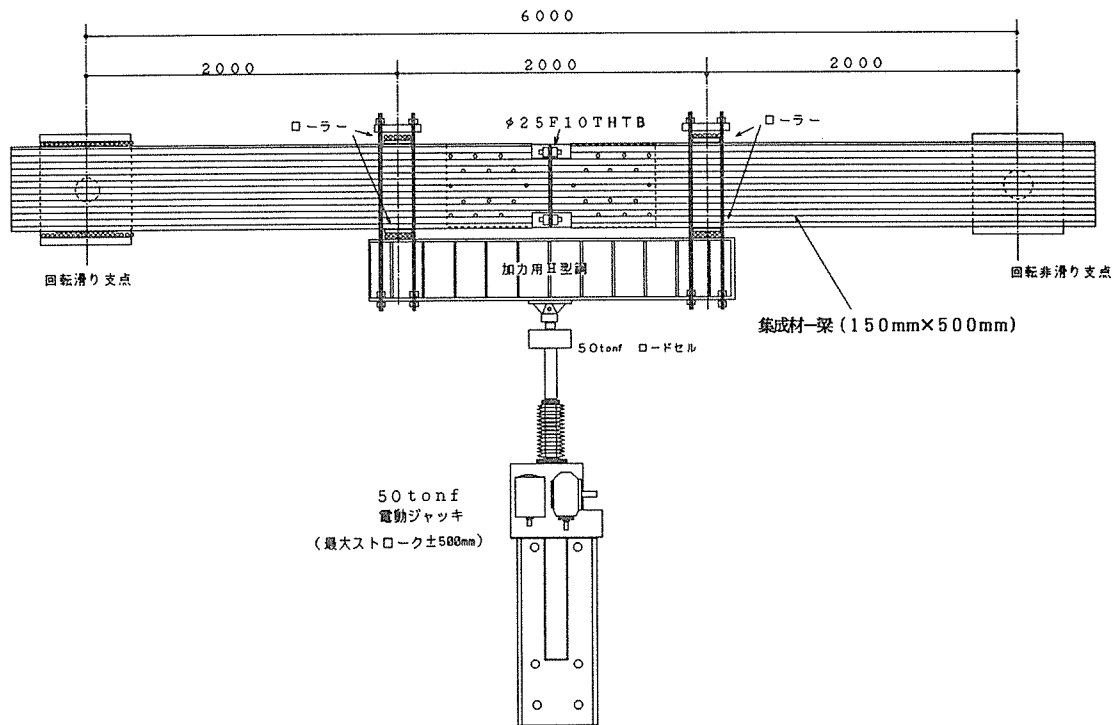


図9 スプリットT型接合による集成材継手の正負繰り返し加力試験の方法

スパン6 m, せん断スパン2 mの3等分点4点曲げの正負繰り返し加力実験を行った。試験体は反力床の上にフラットワイズに設置され、最大50 tonfの容量を持つ電動ジャッキによって加力された。加力装置の両支点は回転自由となっており、片側の支点には集成材がスライドできるようにローラーベアリングを挿入した。

加力は、スパン中央たわみ δ とスパンLの比($\delta/L=$)が1/500からスタートし、以後最大たわみが $\sqrt{2}$ 倍ずつ増加するように、変位制御で正負繰り返し加力

を7～8サイクル継続した。加力速度は最初2.5mm/分から始め、変形量が大きくなるにつれて段階的に早くし、最終的には7mm/分程度の速度とした。厳密には速度は一定にすべきであるが、大変形になるにつれて実験時間が非常に長くなること、過去の経験から荷重速度の影響は無視できるほど小さいことから、上述のように可変式の荷重速度を採用した。

写真1に試験体のセッティングの全景を示す。

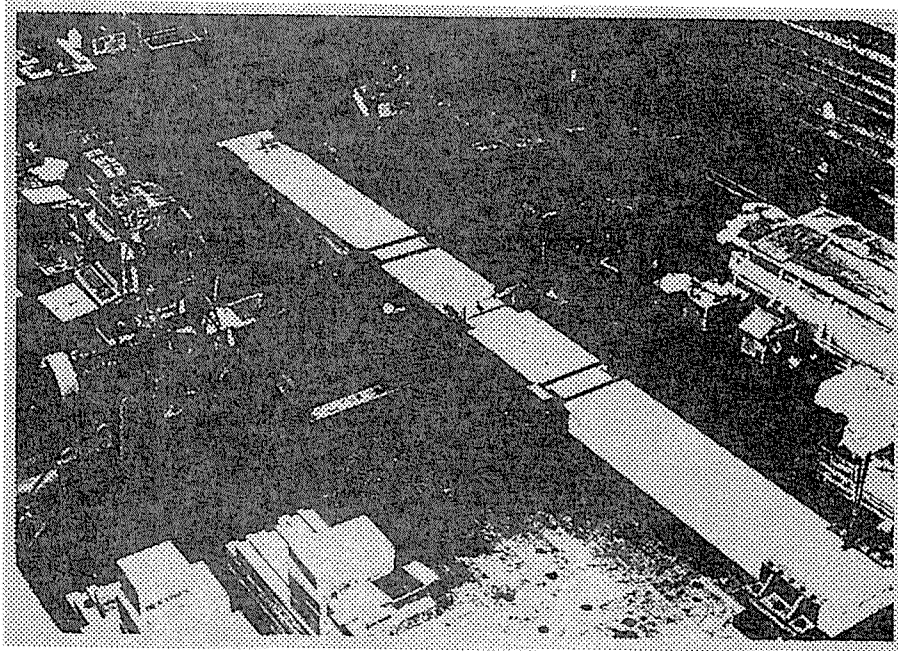


写真1 試験体のセッティングの全景(B90316/6A)

3. 2 計測機器のセッティング

図10に試験体の各部に配置した変位計の取付位置を模式的に示す。

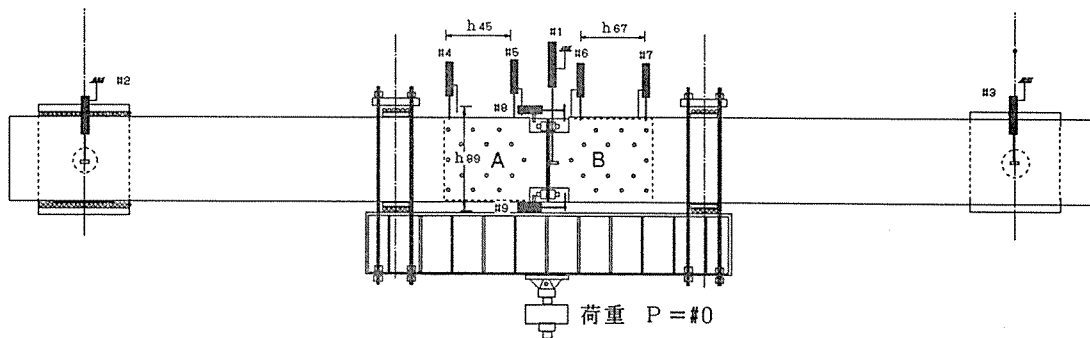


図10 変位計の取付位置と番号

結果の項で示す各測定値は以下の定義式によって算定されたものである。

- ・スパン中央たわみ $\delta = \#1 - \{ (\#2 + \#3) / 2 \}$
- ・鋼板-集成材間の相対回転角 $\theta_A = (\#5 - \#4) / h_{54}$
- ・鋼板-集成材間の相対回転角 $\theta_B = (\#6 - \#7) / h_{67}$
- ・スプリットT接合部の相対回転角 $\beta = (\#8 - \#9) / h_{89}$

ここで、#0は容量50tonfのロードセル、#1は200mmストロークの高精度変位計（スパン中央より30mm横の接合部Aよりに設置）、#2、#3は50mmストロークの高精度変位計（支点変形補正用）、#4～#9は50mmストロークの高精度変位計で回転角測定用である。

写真2にスパン中央たわみ用#1変位計、スプリットT鋼板総体回転角測定用#8、#9変位計、そして接合部相対回転角測定用の#5変位計の取付状況を示す。

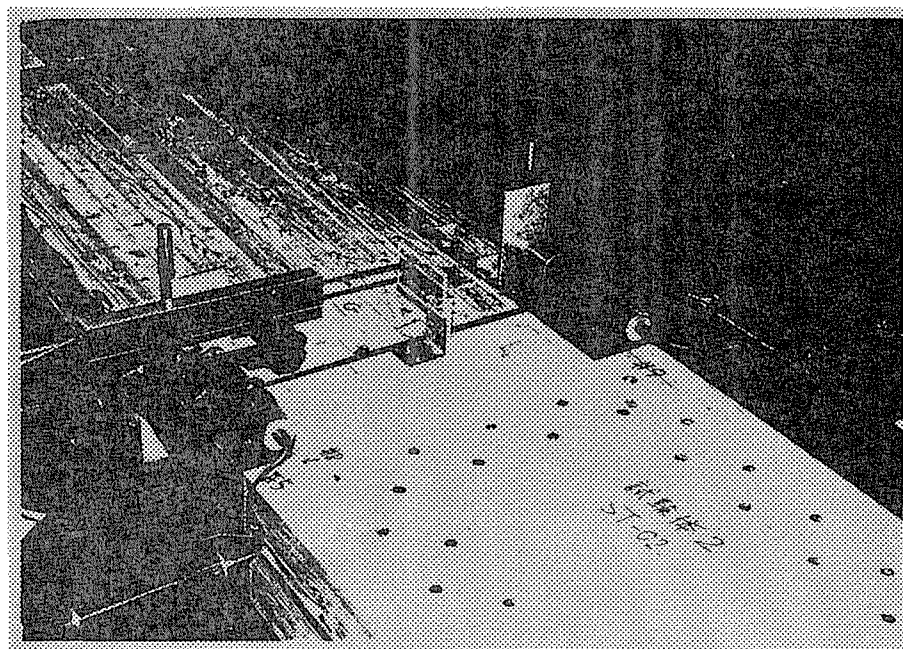


写真2 変位計のセッティング状況(C43142/10A)

写真3に回転支点での変形補正用変位計#2の取付状況と支点に入れたローラーベアリングの状況を示す。

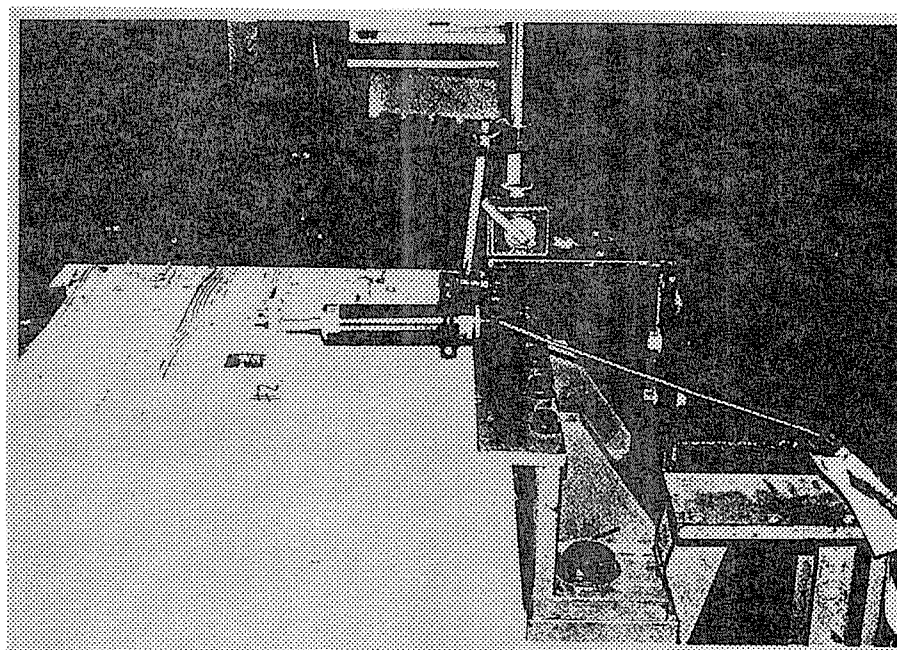


写真3 支点変位補正用変位計のセッティング状況(C43142/8A)

3. 3 実験に関する備考

実験を開始する段階になって、集成材の木口側欠き込みに最も近い位置にあるドリフトピンが破壊を誘発する危険性に気づいたため、この点のピン2本を予め除去してから加力を行った。

4. 結果

4. 1 試験体の荷重 (P) - スパン中央たわみ (δ) の結果

図1 1、1 2、1 3、1 4 に各試験体の荷重 (P) - スパン中央たわみ (δ) 関係を示す。

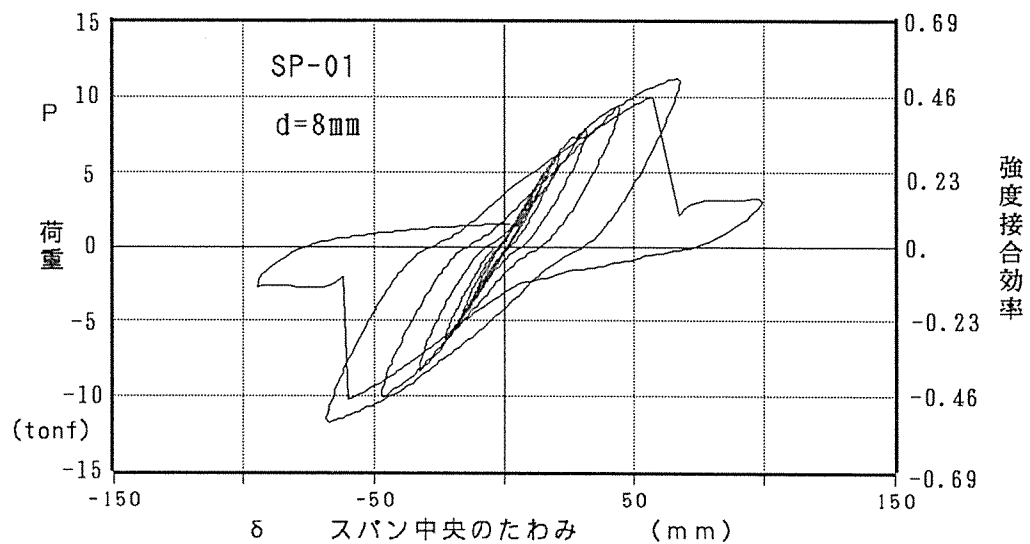


図1 1 試験体1 (SP01) のP - δ 関係

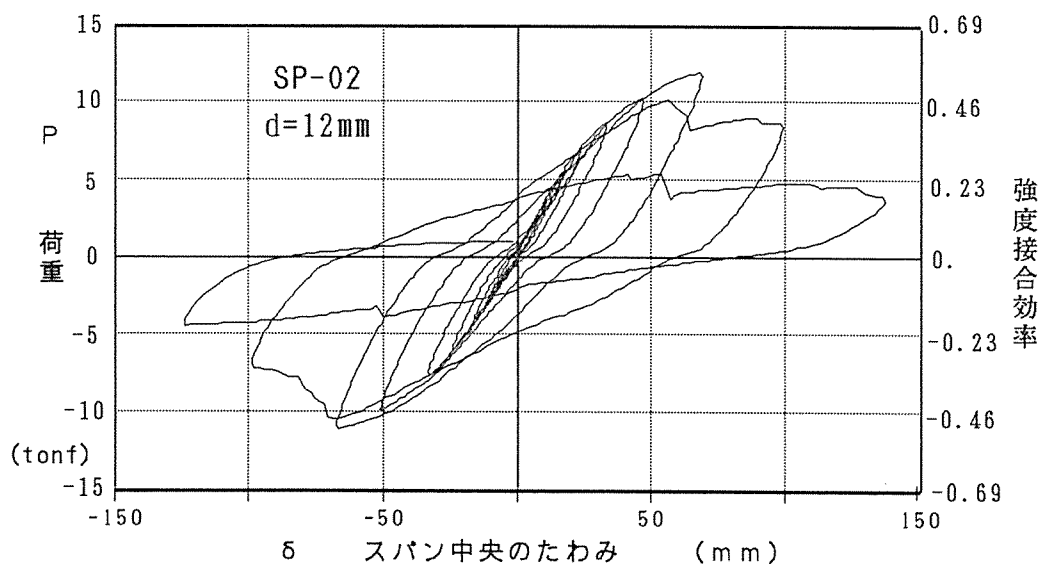


図1 2 試験体2 (SP02) のP - δ 関係

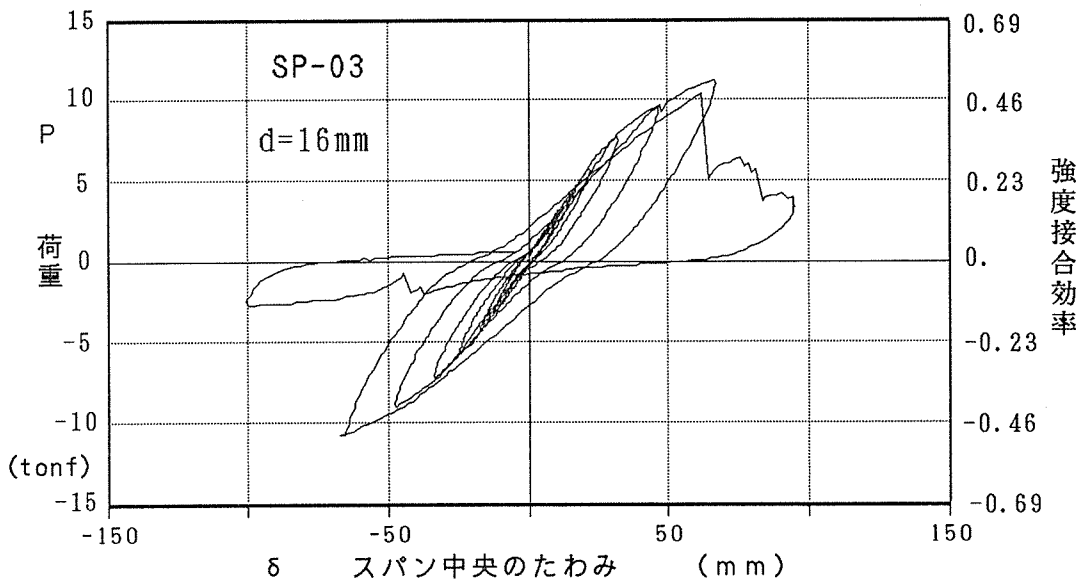


図 1 3 試験体 3 (S P 0 3) の P - δ 関係

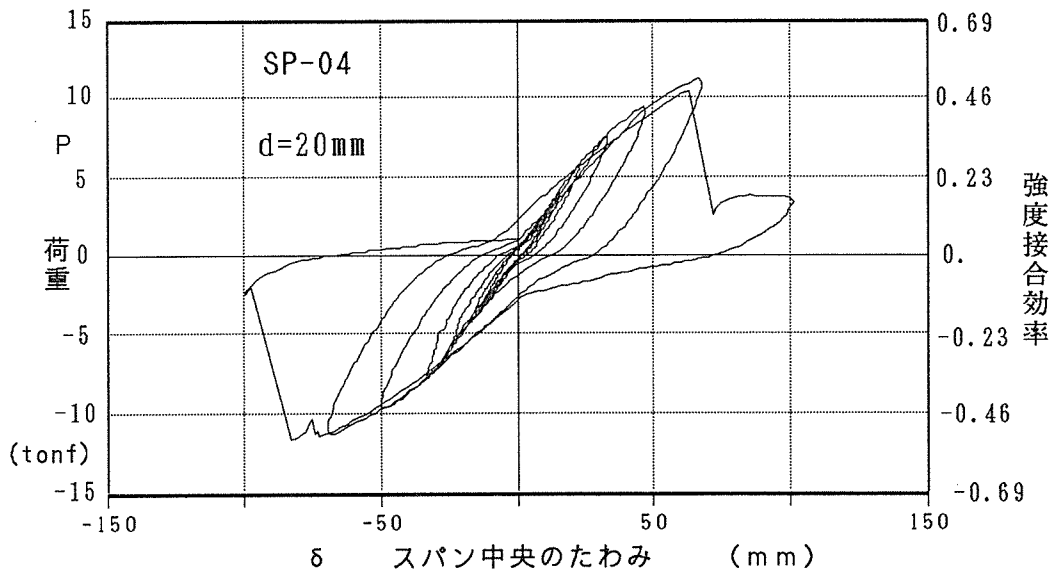


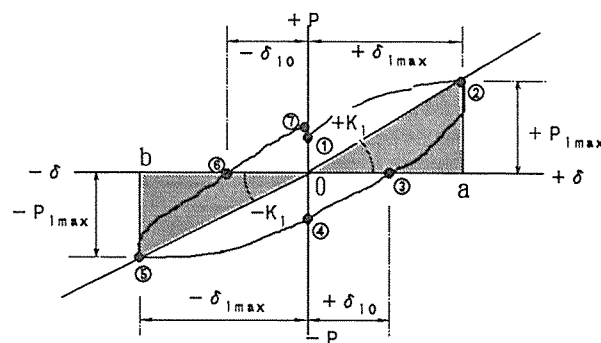
図 1 4 試験体 4 (S P 0 4) の P - δ 関係

4. 2 P - δ 関係のループ特性値

表 1 0、1 1、1 2、1 3 に各試験体から得られた P - δ 関係のループ特性を各ループごと (ループ = 1 ~ 7, 8) に解析した結果を示す。各特性値の定義は表中の参考図に説明した。

表 10 試験体 1 (SP01) の P- δ ループ特性

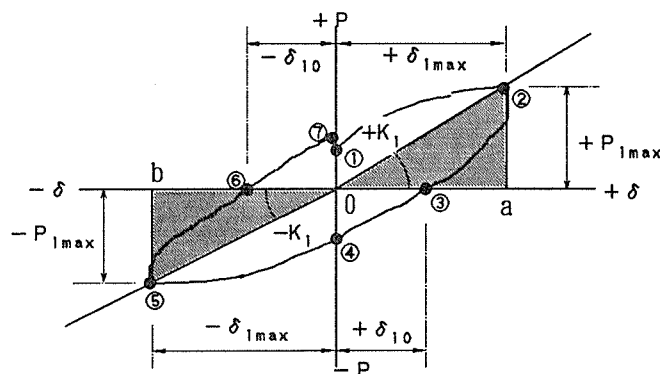
ループ	1	2	3	4	5	6	7
(1)							
+最大変位 (mm)	11.2	15.6	21.6	31.9	44.7	67.9	99.2
-最大変位 (mm)	-11.8	-16.5	-22.6	-32.8	-47.3	-68.4	-94.9
平均値 (mm)	11.5	16.1	22.1	32.3	46.0	68.1	97.1
(2)							
+最大荷重 (kgf)	3583	4875	6308	7858	9475	11342	10042
-最大荷重 (kgf)	-3692	-4883	-6308	-8350	-10167	-11750	-10217
平均値 (kgf)	3638	4879	6308	8104	9821	11546	10129
(3)							
+最大点剛性 (kgf/mm)	321	312	292	247	212	167	101
-最大点剛性 (kgf/mm)	313	295	279	255	215	172	108
平均値 (kgf/mm)	317	304	286	251	213	169	104
(4)							
+残留たわみ (%)	14.1	9.4	12.3	24.4	32.2	44.9	74.8
-残留たわみ (%)	10.6	10.6	10.2	19.3	27.8	39.5	79.1
平均値 (%)	12.4	10.0	11.2	21.9	30.0	42.2	76.9
(5)							
等価減衰常数 h_{eq} (%)	6.4	5.6	6.5	9.0	11.6	17.0	21.0



- (1): 各ループで経験した最大のたわみ δ_{1max}
- (2): 各ループで経験した最大荷重 P_{1max}
- (3): 各ループにおける最大荷重/最大変位で定義される剛性 K_1
- (4): 各ループにおいて最大点を通過後荷重がゼロとなる時のたわみ δ_{10}
- (5): $h_{eq} = (1/2\pi) (\text{①} \sim \text{⑦} \text{で囲まれる面積}) / (\Delta 0a\text{②} + \Delta 0b\text{⑤})$

表 1 1 試験体 2 (S P 0 2) の P - δ ループ特性

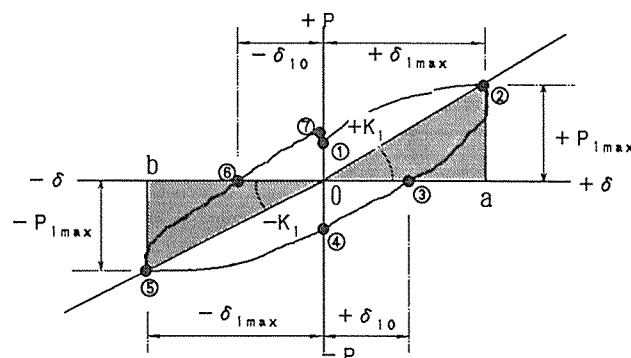
ループ	1	2	3	4	5	6	7	8
(1)								
+最大変位(mm)	11.4	17.1	23.9	33.4	47.2	69.1	99.4	137.4
-最大変位(mm)	-11.2	-16.8	-24.0	-33.2	-50.9	-67.5	-98.5	-123.6
平均値(mm)	11.3	17.0	23.9	33.3	49.0	68.3	98.9	130.5
(2)								
+最大荷重(kgf)	3817	5483	7033	8617	10233	11875	10133	5308
-最大荷重(kgf)	-3183	-4558	-6075	-7692	-9958	-11183	-10475	-4467
平均値 (kgf)	3500	5021	6554	8154	10096	11529	10304	4888
(3)								
+最大点剛性(kgf/mm)	336	320	295	258	217	172	102	39
-最大点剛性(kgf/mm)	283	271	254	232	196	166	106	36
平均値 (kgf/mm)	310	295	274	245	206	169	104	37
(4)								
+残留たわみ (%)	6.2	2.6	2.7	11.3	24.6	37.7	60.0	59.5
-残留たわみ (%)	14.6	14.4	17.5	23.4	35.6	44.6	64.8	67.9
平均値 (%)	10.4	8.5	10.1	17.4	30.1	41.2	62.4	63.7
(5)								
等価減衰常数 h-eq (%)	5.3	4.8	6.1	8.0	19.9	17.0	25.8	27.3



- (1):各ループで経験した最大のたわみ δ_{1max}
- (2):各ループで経験した最大荷重 P_{1max}
- (3):各ループにおける最大荷重/最大変位で定義される剛性 K_1
- (4):各ループにおいて最大点を通過後荷重がゼロとなる時のたわみ δ_{10}
- (5): $h_{eq} = (1/2\pi) (\text{①} \sim \text{⑦} \text{で囲まれる面積}) / (\Delta 0a\text{②} + \Delta 0b\text{⑤})$

表 1 2 試験体 3 (S P 0 3) の P - δ ループ特性

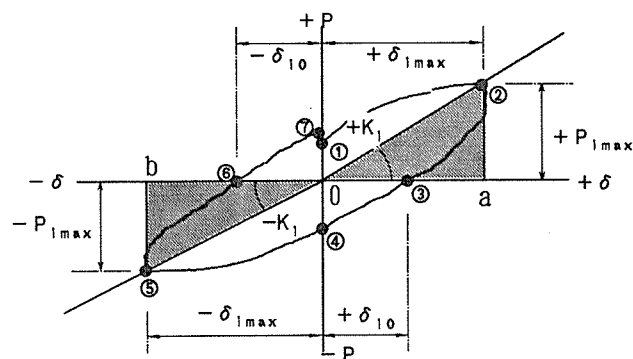
ループ	1	2	3	4	5	6	7	8
(1)								
+最大変位 (mm)	11.2	15.5	22.1	32.2	46.8	67.3	95.7	137.4
-最大変位 (mm)	-12.2	-17.2	-24.7	-33.8	-47.8	-67.2	-100.7	-123.6
平均値 (mm)	11.7	16.4	23.4	33.0	47.3	67.2	98.2	130.5
(2)								
+最大荷重 (kgf)	3025	4150	5650	7642	9592	11242	10342	5308
-最大荷重 (kgf)	-3258	-4358	-5792	-7283	-9092	-10875	-2792	-4467
平均値 (kgf)	3142	4254	5721	7462	9342	11058	6567	4888
(3)								
+最大点剛性 (kgf/mm)	270	268	255	237	205	167	108	39
-最大点剛性 (kgf/mm)	268	253	235	216	190	162	28	36
平均値 (kgf/mm)	269	261	245	227	198	164	68	37
(4)								
+残留たわみ (%)	11.8	8.7	9.0	14.3	28.1	37.5	58.3	59.5
-残留たわみ (%)	16.6	14.4	15.9	14.5	20.9	30.5	67.3	67.9
平均値 (%)	14.2	11.5	12.5	14.4	24.5	34.0	62.8	63.7
(5)								
等価減衰常数 h_{eq} (%)	7.5	6.1	6.4	7.4	10.3	14.0	22.6	27.3



- (1): 各ループで経験した最大のたわみ δ_{1max}
- (2): 各ループで経験した最大荷重 P_{1max}
- (3): 各ループにおける最大荷重/最大変位で定義される剛性 K_1
- (4): 各ループにおいて最大点を通過後荷重がゼロとなる時のたわみ δ_{10}
- (5): $h_{eq} = (1/2\pi) (\text{①} \sim \text{⑦} \text{で囲まれる面積}) / (\Delta 0a\text{②} + \Delta 0b\text{⑤})$

表 1 3 試験体 4 (SP04) の P- δ ループ特性

ループ	1	2	3	4	5	6	7
(1)							
+最大変位 (mm)	11.5	16.0	22.8	33.3	47.5	68.0	101.4
-最大変位 (mm)	-11.8	-16.9	-23.8	-33.1	-50.2	-69.6	-99.6
平均値 (mm)	11.6	16.5	23.3	33.2	48.8	68.8	100.5
(2)							
+最大荷重 (kgf)	2875	4025	5667	7533	9392	11150	10383
-最大荷重 (kgf)	-3167	-4275	-5825	-7775	-9658	-11300	-11617
平均値 (kgf)	3021	4150	5746	7654	9525	11225	11000
(3)							
+最大点剛性 (kgf/mm)	251	251	249	226	198	164	102
-最大点剛性 (kgf/mm)	268	254	244	235	192	162	117
平均値 (kgf/mm)	260	252	246	231	195	163	109
(4)							
+残留たわみ (%)	15.9	13.4	15.0	21.9	27.4	42.1	71.9
-残留たわみ (%)	12.4	11.5	13.3	18.3	24.5	35.9	65.6
平均値 (%)	14.2	12.4	14.1	20.1	26.0	39.0	68.8
(5)							
等価減衰常数 h-eq (%)	7.3	6.3	6.7	8.4	10.7	14.0	22.4



- (1): 各ループで経験した最大のたわみ δ_{1max}
- (2): 各ループで経験した最大荷重 P_{1max}
- (3): 各ループにおける最大荷重/最大変位で定義される剛性 K_1
- (4): 各ループにおいて最大点を通過後荷重がゼロとなる時のたわみ δ_{10}
- (5): $h_{eq} = (1/2\pi) (\text{①} \sim \text{⑦} \text{で囲まれる面積}) / (\Delta 0a\text{②} + \Delta 0b\text{⑤})$

4. 3 モーメント (M) - スプリット T 鋼板間の相対回転角 (β) の関係

図 15、16、17、18 にモーメント (M) - スプリット T 鋼板間の相対回転角 (β) の関係を示す。ここで、モーメントとは $M=(P/2) \times 2m$ を、 β とは継手を構成している一対のスプリット T 鋼板の相対的な回転角 (見かけのたわみ角) を意味する (3. 1 参照)。

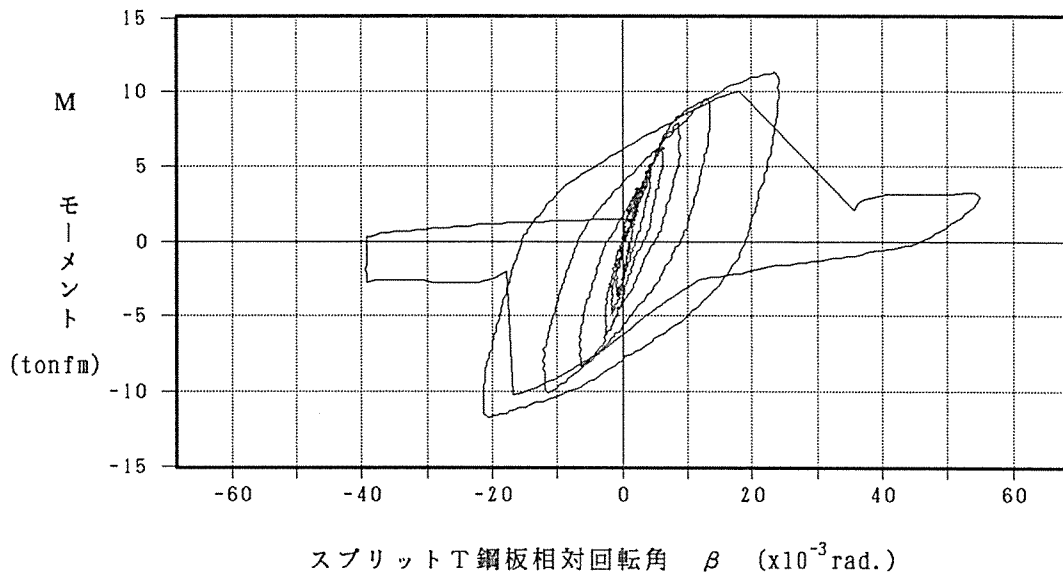


図 15 試験体 1 (SP01) のスプリット T 接合部の M - β 関係

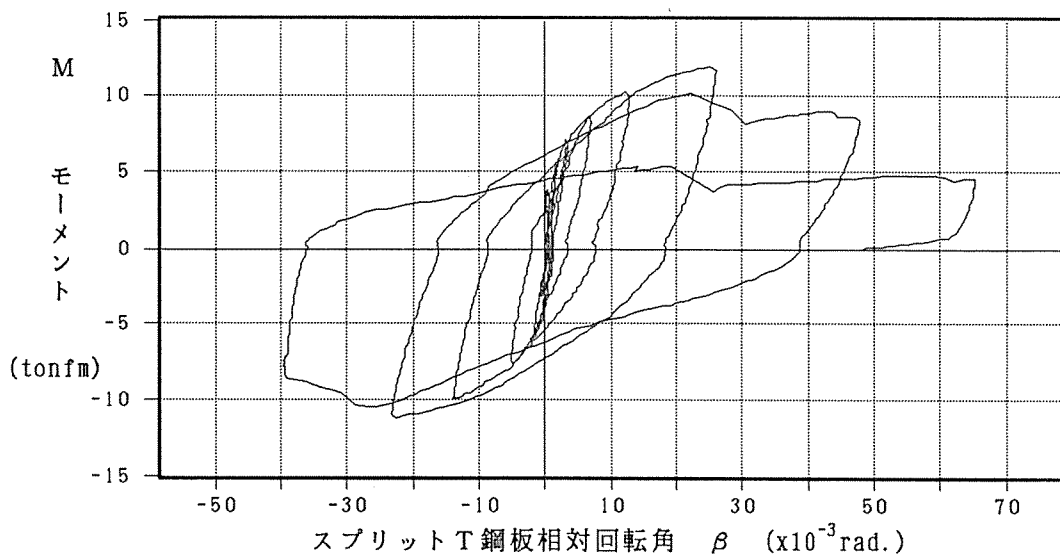


図 16 試験体 2 (SP02) のスプリット T 接合部の M - β 関係

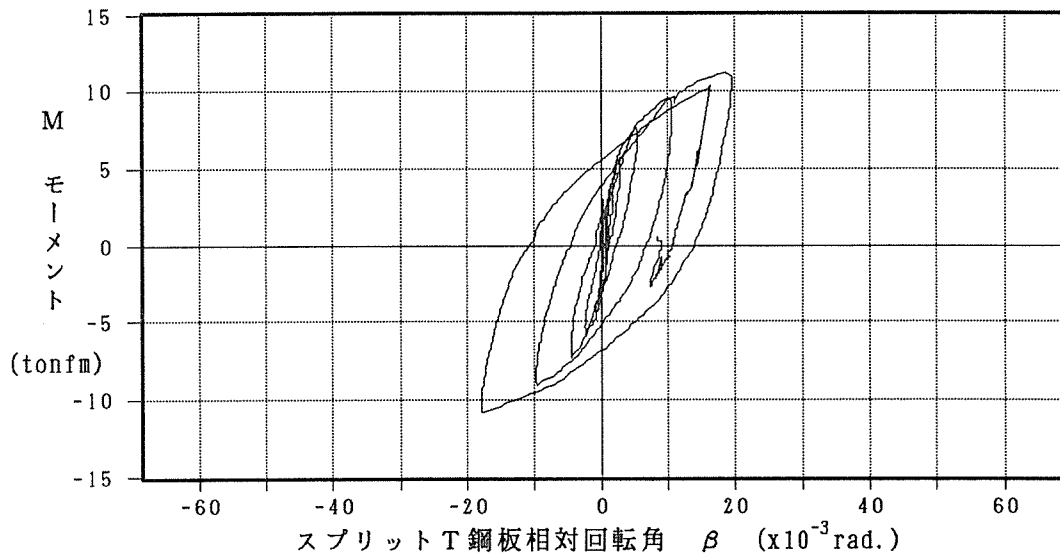


図17 試験体3 (SP03) のスプリットT接合部のM- β 関係

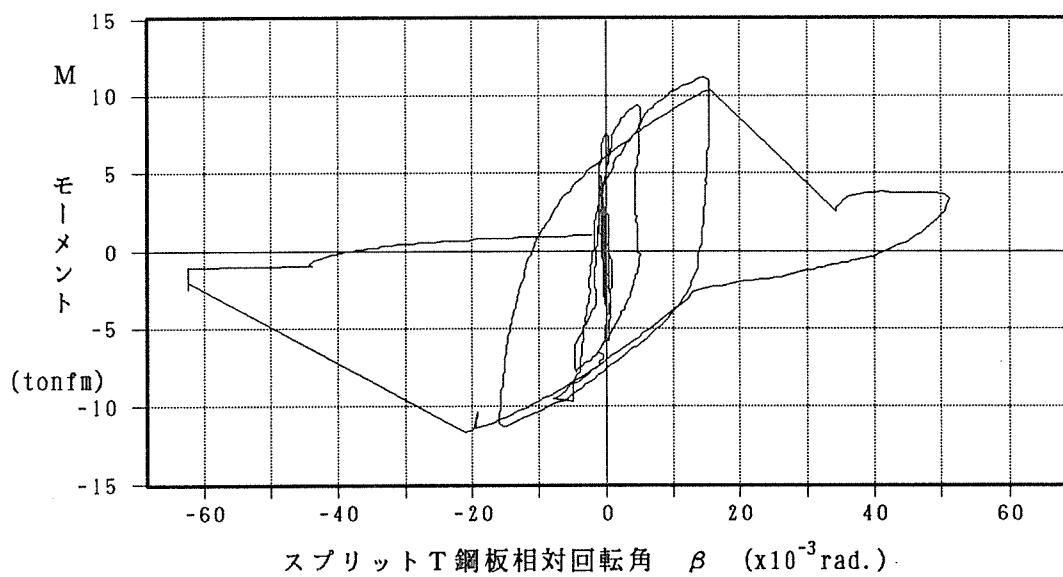


図18 試験体4 (SP04) のスプリットT接合部のM- β 関係

4. 4 モーメント (M) - 接合部回転角 (θ) の関係

図19-a), b)、図20-a), b)、図21-a), b)、図22-a), b) に各試験体の接合部に作用するモーメント (M) と集成材-鋼板ガセット板間の相対回転角 θ_A (θ_B) の関係を示す。なお、 θ_A とは図10における左側の接合部の回転角を、 θ_B とは右側の回転角を意味する。

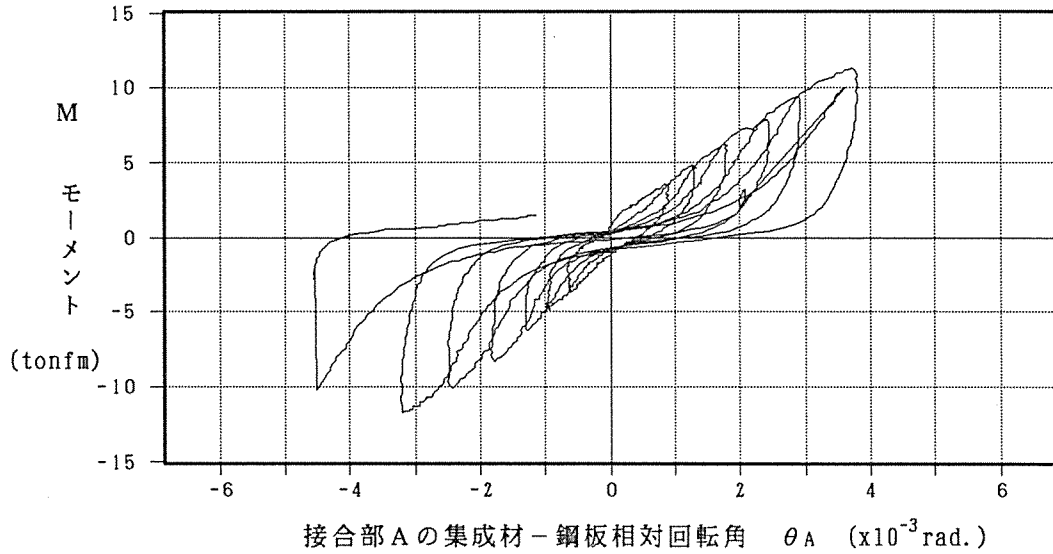


図19-a) 試験体1 (SP01) のA接合部のM- θ_A 関係

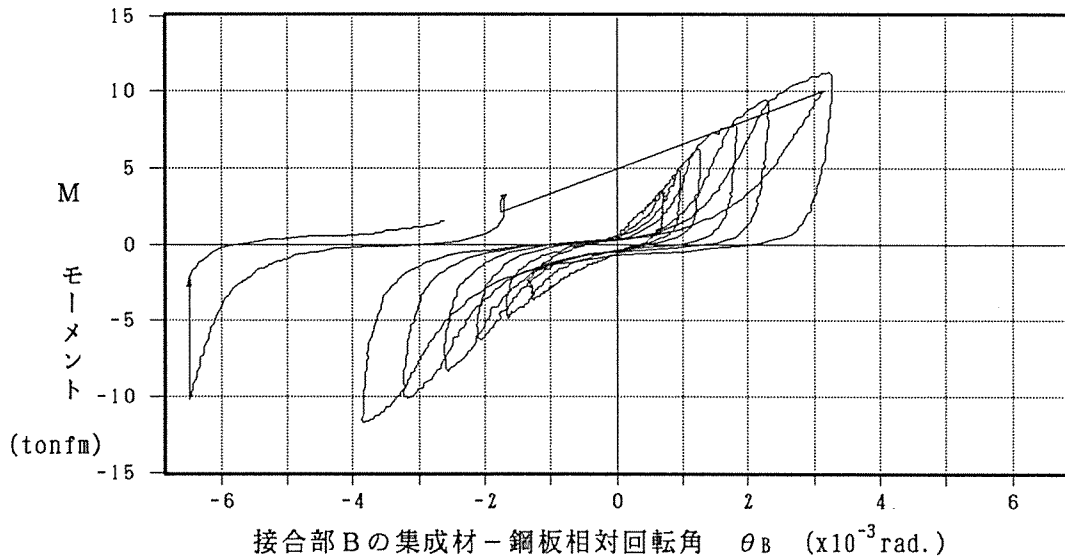


図19-b) 試験体1 (SP01) のB接合部のM- θ_B 関係

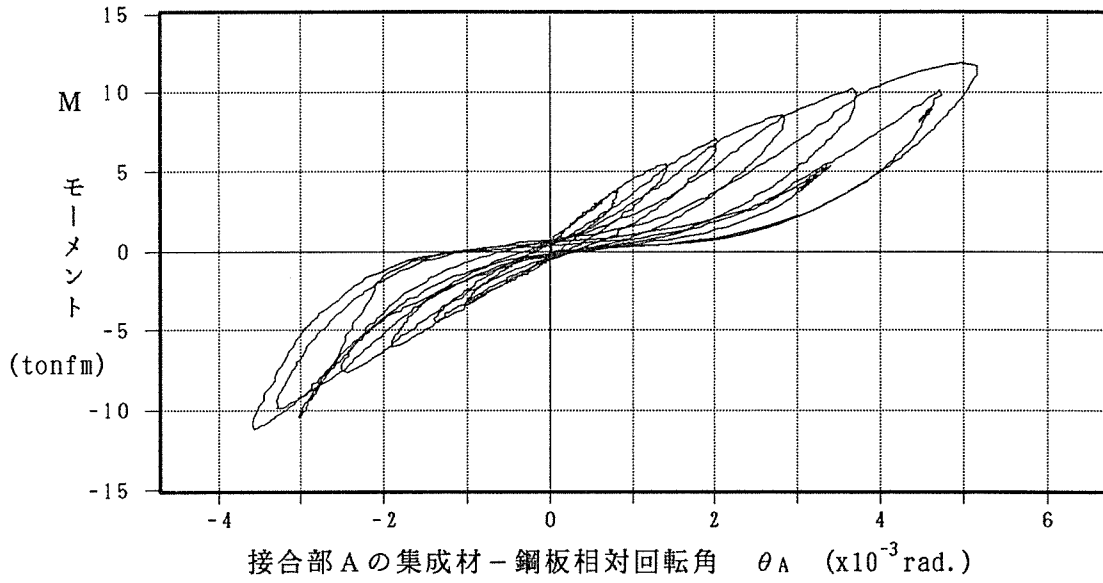


図20-a) 試験体2 (SP02) のA接合部のM- θ_A 関係

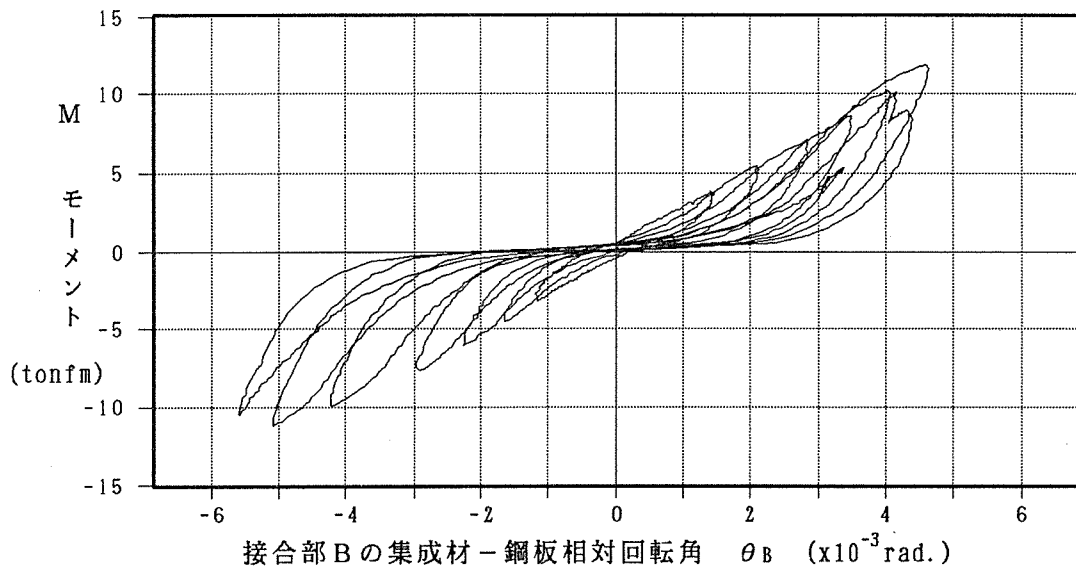


図20-b) 試験体2 (SP02) のB接合部のM- θ_B 関係

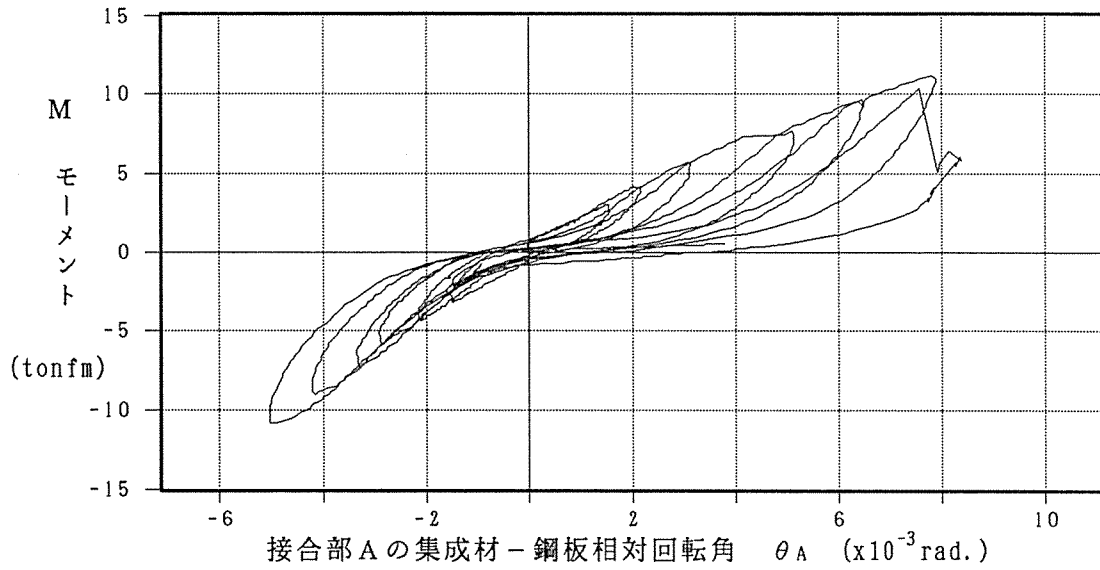


図 2 1 - a) 試験体 3 (S P 0 3) の A 接合部の M - θ_A 関係

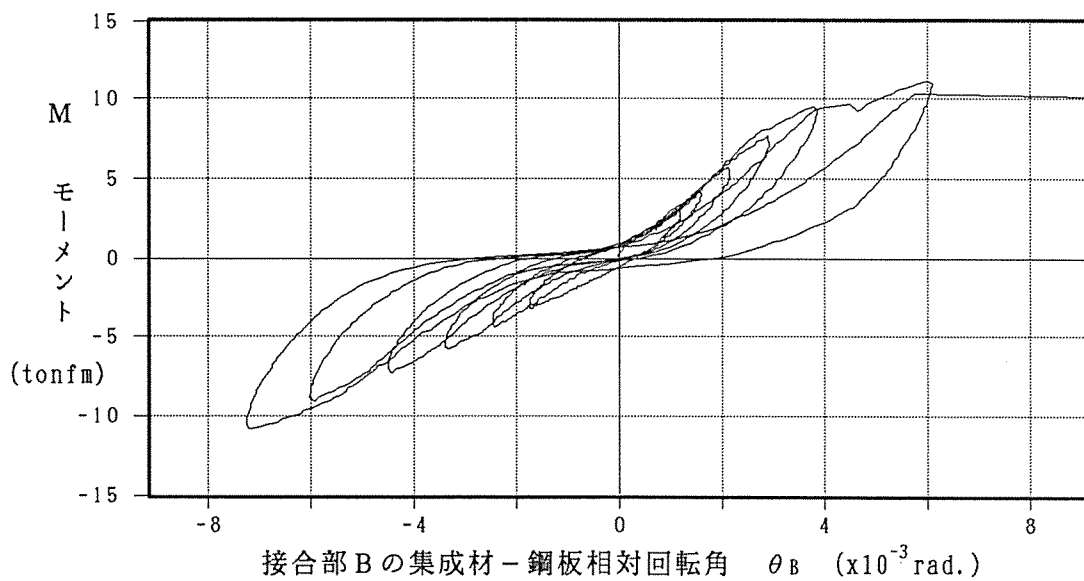


図 2 1 - b) 試験体 3 (S P 0 3) の B 接合部の M - θ_B 関係

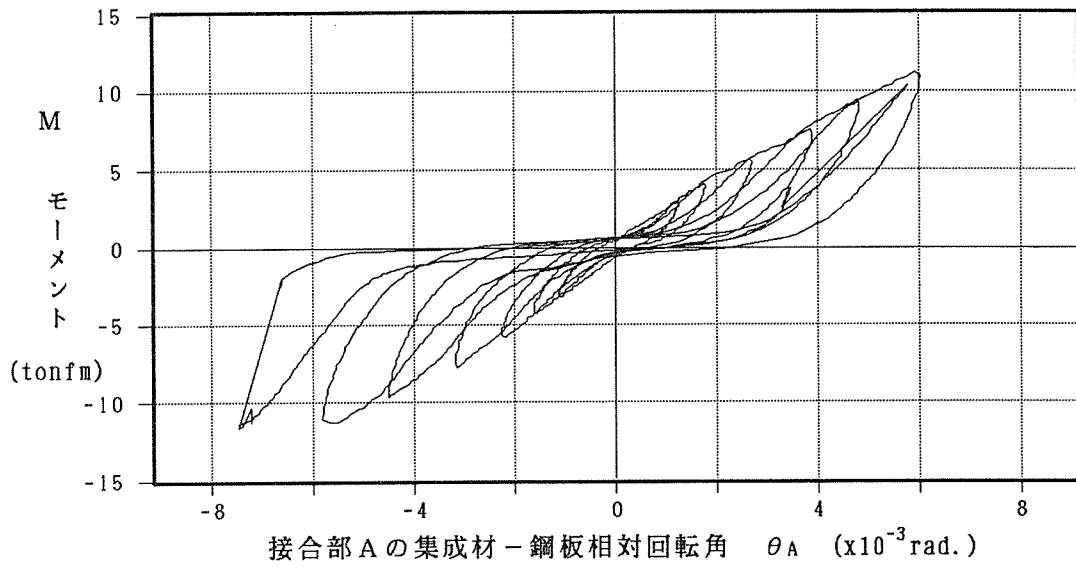


図 2 2 - a) 試験体 4 (SP04) の A 接合部の M - θ_A 関係

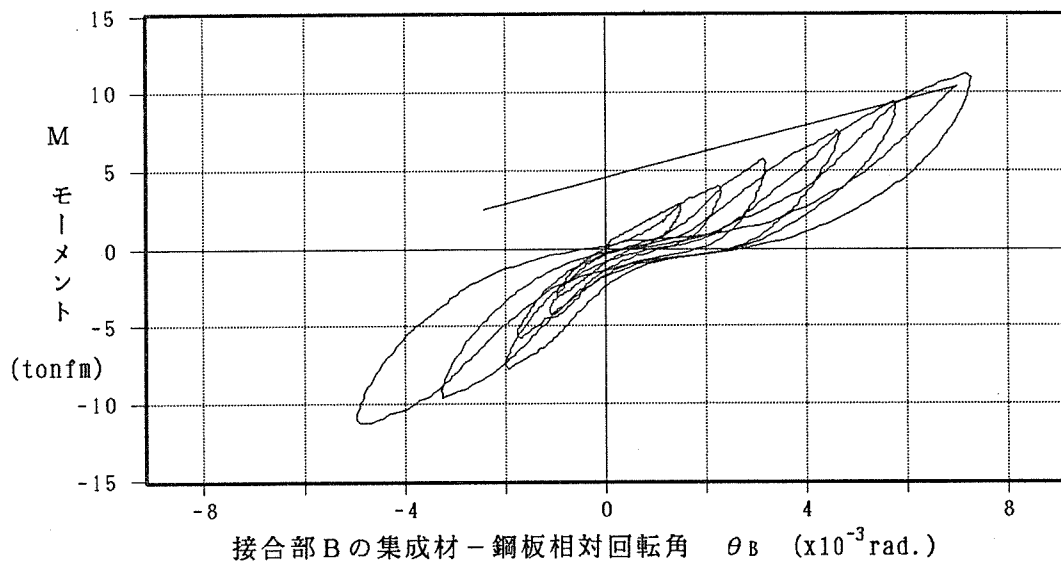


図 2 2 - b) 試験体 4 (SP04) の B 接合部の M - θ_B 関係

4. 5 実験観察記録

4. 5. 1 試験体1 (SP01 : d = 8 mm)

- ・第3ループに至るまで殆ど異常なし。第3ループに入ってTフランジ鋼板中央部が1mm程度開いているのを確認。
- ・第4ループになって、集成材下部に水平を保つための手動ジャッキが入っていたことに気づく。ジャッキを抜いたところ、若干の荷重低下があった。
- ・第5ループになると、Tフランジ鋼板の開きはかなり顕著になる。この開きによって、集成材が圧縮され、ポアソン効果のため図23のイラスト(左図)に示すようなクラックが集成材の木口に発生した。
- ・Tフランジを上から見ると、図23の右図のように「おわん状」に変形しているのが分かる。

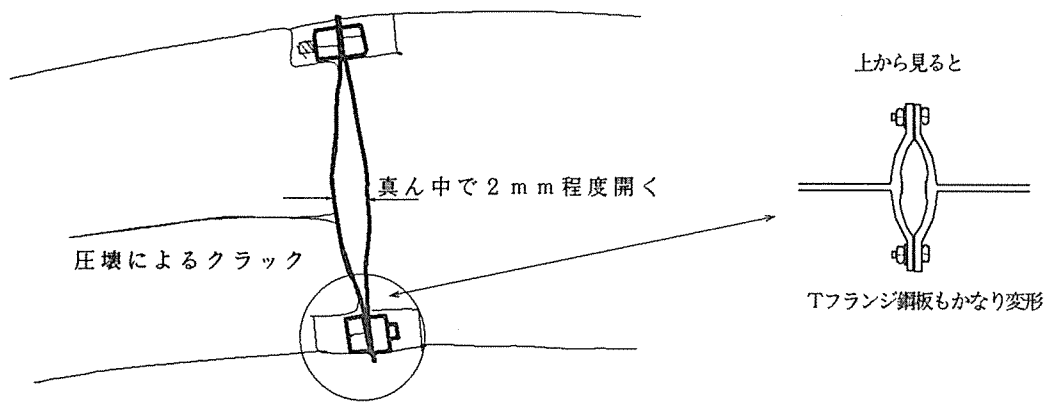


図23 試験体1 (SP01) におけるTフランジ鋼板の変形

- ・第6ループに入って、木口から発生したクラックがやや成長。このループの引き側Pmax時(-)にTフランジ鋼板がかなり大きく塑性変形をおこし、ループが大きく膨らんだ。
- ・第7ループのP=+9tonf上の所で、図24に示すように、Tフランジ鋼板の隅肉溶接が突然破断し、荷重が大幅に低下。破壊は脆性的で「ダウン」という大きな音がした。
- ・集成材側のドリフトピン接合には全く異常は認められなかった。

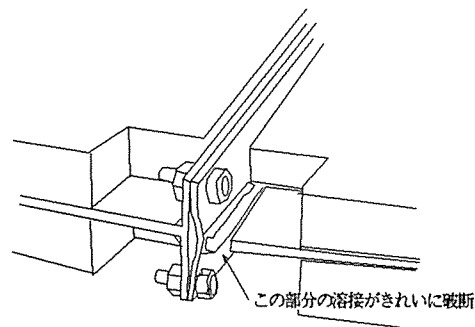


図24 試験体1 (SP01) における溶接部の破断のスケッチ

4. 5. 2 試験体2 (SP02 : d = 12 mm)

- ・第3ループに至って、Tフランジ鋼板の開き変形によって、集成材木口面がかなり圧縮されているのが分かる。
- ・第4ループに至って、ループは木構造独特のスリップ+紡錘型となる。
- ・第5ループでついにTフランジ鋼板の圧縮によって、図25に示すように集成材にクラックが入る。

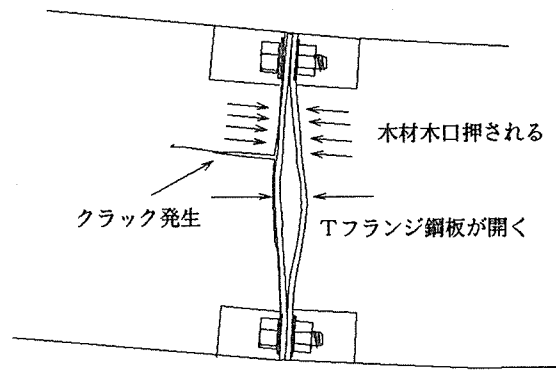


図25 Tフランジ鋼板の開きによる集成材への圧縮力の作用

- ・第6ループに至り、最初に集成材中央に発生したクラックはかなり成長し、ドリフトピンに届きそうになる。このままでは、集成材がせん断破壊してしまいそうな感じ。
- ・第7ループのP=+9.5tonfあたりから荷重が低下しだした。最初は理由が分からなかったが、原因は図26にスケッチを示すように、Tフランジ鋼板が引きちぎられるように破断したことが判明。大きな音はしなかった。

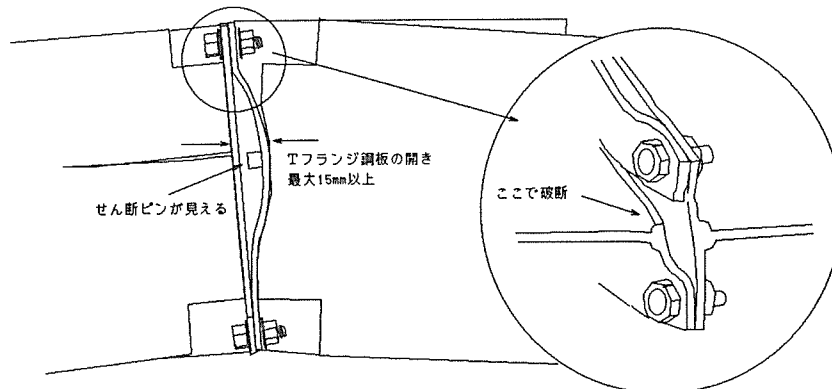


図26 試験体2におけるTフランジ鋼板の破断

- ・第7ループの引き側でも、もう一方のTフランジ鋼板溶接部が破断し、剛性は完全に低下した。
- ・しかし、集成材のドリフトピン接合からは破壊は一切認められなかった。

4. 5. 3 試験体3 (SP03 : d = 18 mm)

- ・第3ループのP=-5.5tonf付近で、Tフランジ鋼板の開き変形によって、集成材木口面から図27のような感じでクラックが発生。P- δ 曲線が僅かに低下。

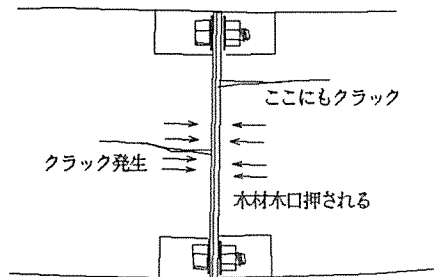


図27 試験体3における集成材木口面からのクラック進展のスケッチ

- ・第4ループのP=+7.4tonf付近でビシーという発音。中央のクラックは30cm以上進展しているが荷重の低下はない。ただ、このループから残留変位が目立ち始める。
- ・第5ループまで大きな破壊はなし。Tフランジ鋼板中央の開きは3mm程度。
- ・第6ループのP=+9.5tonf付近でドリフトピンから破壊発生(図28のスケッチ参照)。しかし、荷重の低下は僅かである。

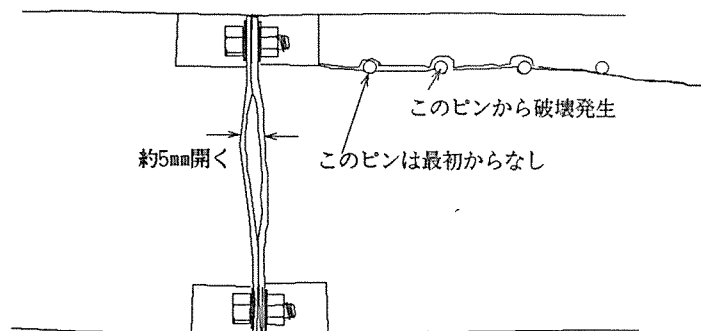


図29 試験体3でのドリフトピンからの破壊

- ・第7ループのP=+10.4tonf付近で図29に示すように集成材が大きく曲げ破壊した。#6の変位計が吹っ飛んだ。#1の変位計もはずれた。N=1228番のデータから変位計を修復。Tフランジ鋼板は破壊しなかった。

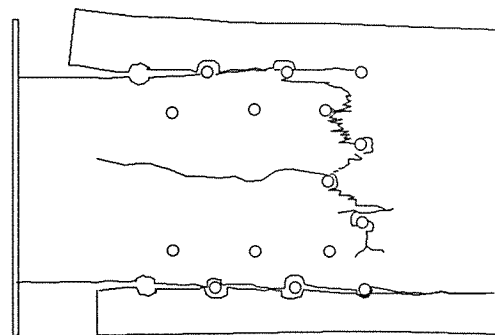


図29 試験体3での集成材の破壊状況のスケッチ

4. 5. 4 試験体4 (SP04 : d = 20 mm)

- ・第3ループのP=+5tonf付近で少しくラック発生音あり。しかし表面からは観察されず。P=-4.5tonfでガクッという音。ループの曲線がやや凸凹になる。原因不明。
- ・第4ループのP=6.7tonf付近でクラック発生を確認。Tフランジ鋼板の開きによるクラックと分かる。この種のクラックは破壊の主要因とはならない。
- ・第5ループの+Pmaxまでミシミシというクラック進展音が続く。しかし大きな破壊とはならなかった。引き側のP=-9.8tonf付近でドリフトピンより破壊が発生(図30参照)、しかしP-δ曲線に大きな荷重低下としては残らなかった。

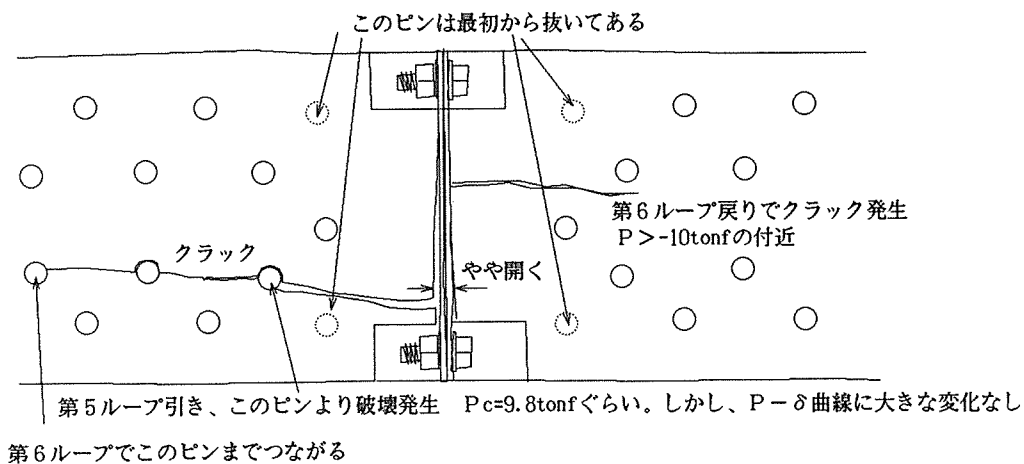


図30 試験体4におけるドリフトピンからの破壊のスケッチ

- ・第6ループP=+11tonfで発音はするが大きな破壊には至らない。このループの戻り時に、Tフランジ鋼板に塑性変形の跡がはっきりと見られる。
- ・第7ループのP=+10tonf付近で引張側のTフランジ鋼板の溶接が破断。戻りのループのP=-10.2tonfでドリフトピンから破壊がおこり、その後引張側のTフランジ鋼板も破断した(図31参照)。荷重は殆どゼロに低下。

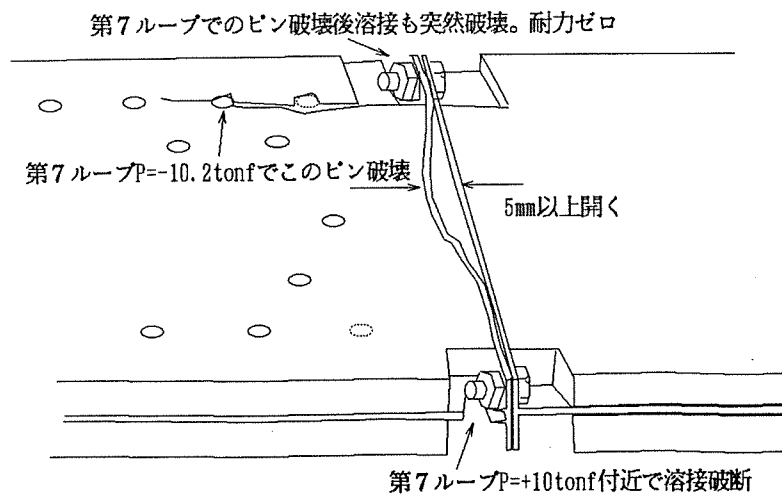


図31 試験体4におけるドリフトピンと鋼板溶接部の破壊

4. 6 変形・破壊形態の写真

写真4

Tフランジ鋼板での破断
(図26が対応している)
(B90316/11)

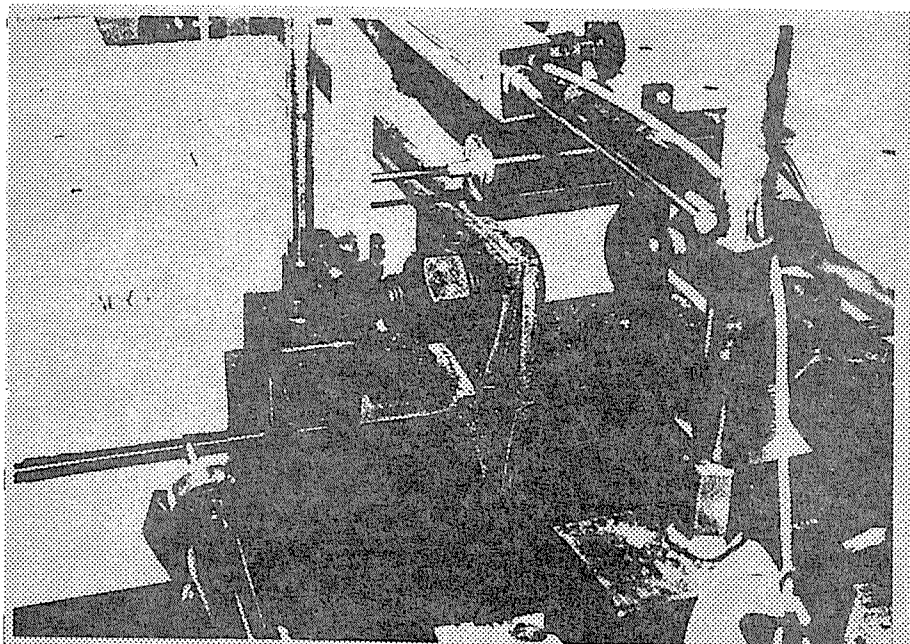


写真5

ドリフトピンからの破壊
(図29が対応している)
(C50207/15A)

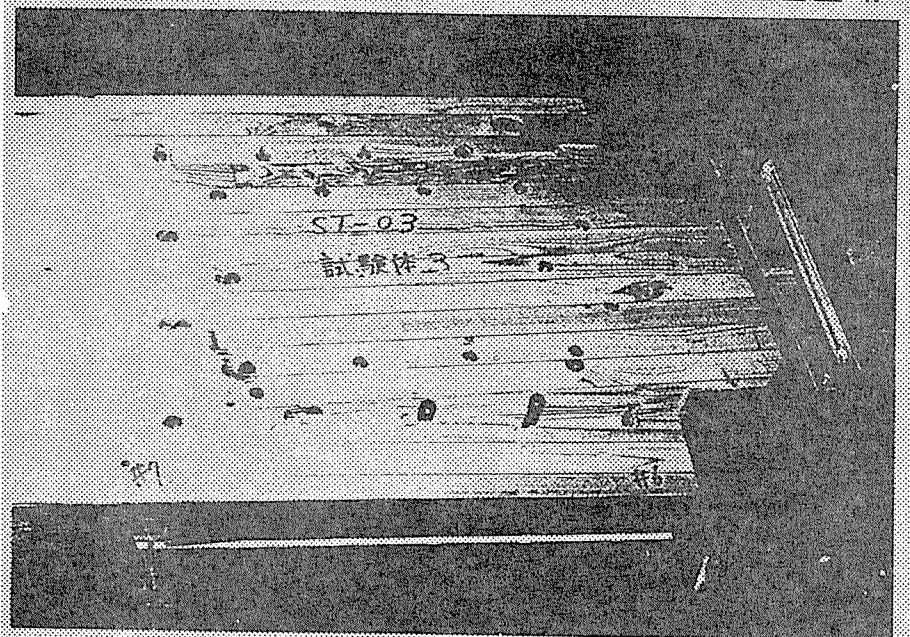
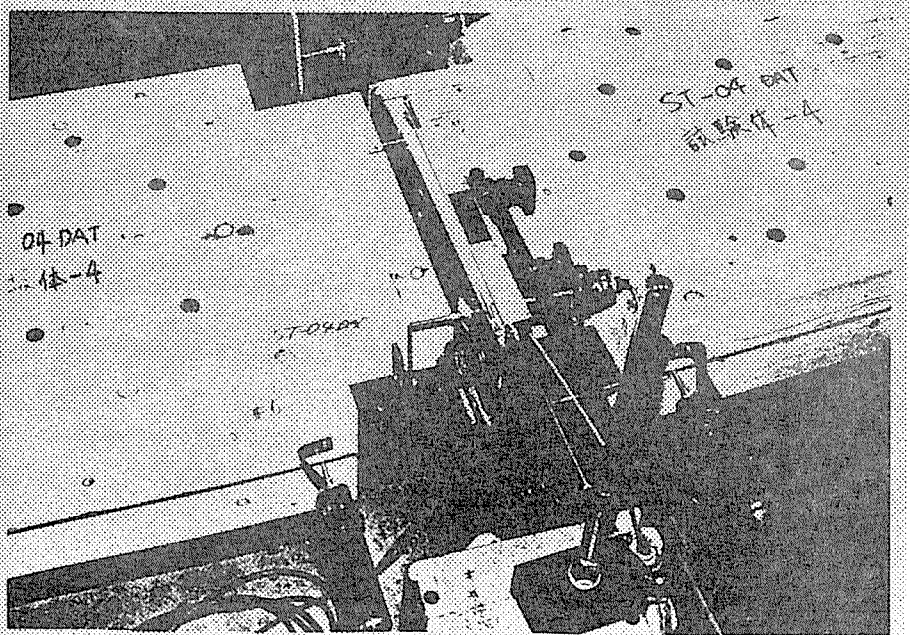


写真6

Tフランジ鋼板溶接部での破断(図31が対応)
(A06249/18A)



5. 考 察

5. 1 継手の初期剛性

表10～13における第1ループ（たわみ/スパン=1/500レベル）の最大点剛性の平均値を初期剛性 K と考えると、各継手の初期剛性は表14に示すように、接合部回転剛性 R_j と完全な対応関係にはないが、概ね比例的な関係が認められた。

5. 2 接合部回転角

回転角をクローズアップした図19～図22から分かるように、接合部の相対回転角は木構造に特有のスリップ+紡錘型のループ形状を呈した。しかし、接合部回転角の絶対値は非常に小さく（最大で $\theta = 4 \sim 5 \times 10^{-3}$ rad. のレベル）、継手のたわみ δ に及ぼす回転角の影響は最終たわみの段階で

$$\delta \theta \approx (\text{半スパン} : 3000\text{mm}) \times 4 \sim 5 \times 10^{-3} \text{rad.} = 12 \sim 15\text{mm} = 1/500 \sim 1/400$$

程度であった。これより、たわみ成分に占めるドリフトピンのすべり変形の影響はむしろ小さかったと言えよう。

表14 試験結果の最終評価

項目	試験体	ST01	ST02	ST03	ST04
ピン径 d (cm)		0.8	1.2	1.6	2.0
径長比 l/d		17.63	11.75	8.81	7.05
ピン間隔 (mm)		60	90	110	170
最終ピン本数/接合部		54	30	22	14
推定降伏荷重*1 P_{y-dp} (tf)		27.77	15.87	12.20	9.0
推定破断荷重*2 P_{st} (tf)		11.52	11.52	11.52	11.52
設計回転剛性 R_j (tfm/rad.)		4913	3177	2753	2250
実測初期剛性 K (kgf/mm)		317	310	269	260
実測臨界荷重*3 P_c (tf)		-	-	9.5	9.8
実測最大荷重 P_{max} (tf)		11.75	11.53	11.06	11.30

*1: ドリフトピンが降伏するという条件から推定される荷重 (2.3.3参照)

*2: Tフランジ鋼板が破断するという条件から推定される荷重 (2.4.2参照)

*3: ドリフトピン孔から最初にクラックが発生した実測荷重

5. 3 Tフランジ鋼板の変形

図15～18から分かるように、大変形時のたわみの大部分はTフランジ鋼板の曲げ変形に起因していた。実験観察記録にも示したように、引張側と圧縮側の2点のみで高力ボルト締めされているTフランジ鋼板は、鋼板のフラットワイズ曲げ剛性が小さいので中央部分が開き易く、Tフランジ鋼板の短辺方向にも曲げ変形が発生したため、鋼板接合部分で複雑な3次元の褶曲変形が発生して見かけの回転変形が大きくなった。このような複雑な3次元の変形を考慮に入れた設計

は実務的には難しく、実務的な対策としては、Tフランジ鋼板部分を厚くし更に適当なスティフナーを溶接して剛性を大きくすることが必要であろう。

5. 4 臨界荷重

ドリフトピン孔からクラックが最初に発生した時点の荷重を臨界荷重 P_c と定義する。表 1 4 に示すように、径長比の大きいドリフトピンを使った試験体 1、試験体 2 ではドリフトピン孔からのクラックの発生は認められなかった。一方、径長比が 1 0 以下の試験体 2、試験体 3 では $P_c=9.5\sim 9.8\text{tonf}$ でドリフトピン孔からクラックが発生した。試験体 3 の場合はこのクラックが結局試験体の終局状態を支配した。

ドリフトピンの耐力は繊維直交方向の場合に特に小さく、径長比が 1 0 以下になると粘りのない脆性的な破壊形態を示す。今回の実験からも分かるように、同じ接合面積を与えられた場合は、なるべく径長比の大きなドリフトピンを用いた方が初期剛性、臨界荷重の面で有利であろう。

5. 5 最大荷重

継手が伝達することのできる最大の荷重はいずれの試験体においても 11tf 程度で、Tフランジ鋼板の溶接耐力がその要因であった。従って、今回の実験は継手の真の最大耐力を測定することはできなかった。

今後は、ドリフトピンから初期破壊が先行せず、終局的には Tフランジ鋼板が延性的に降伏するような接合部を設計する方向で再検討する必要があるであろう。

6. 文 献

- 1)小松幸平：「大断面木造建築の現状 ー特に通直集成材によるモーメント抵抗接合の研究その実用化についてー」、日本木材学会北海道支部第 2 3 回研究会資料、6 月、1992.
- 2)Larsen, H. J.: The yield load of bolted and nailed joints, IUFRO-5, 9.10月, PP. 646-654, 1973
- 3)平井卓郎：「木材接合部の基礎性能 2. 木材のボルト面圧性能」、北大農学部演習林研究報告、46(4)、967-988, 1989.
- 4)山吉栄作：「接合具強度性能試験」、森林総合研究所 接合研究室 研修レポート、vol. 1、1-94、1992.
- 5)小松幸平：「モーメント抵抗接合(案)改訂版」、A I J 設計ノート、日本建築学会(投稿中)、1993.
- 6)日本建築学会(編)：「14.12 曲げモーメントを伝える接合部」、鋼構造設計規準(第12刷)、p. 79、丸善、1985.

II マニュアル類の作成

第1章 はじめに

本事業で技術開発の課題として取りあげた6課題のうち、本年度は、木製遮音壁・ビル用木槽及び木橋に係わる3課題のマニュアル類を作成した。

現在、遮音壁の設計指針としては、日本道路公団が刊行した「遮音壁設計要領」および「遮音壁設計図集」がある。この要領は、日本道路公団で建設あるいは管理する高速道路等に適用されるものではあるが遮音板については金属製またはコンクリート製が基本となっている。しかし、新しいタイプの遮音壁を求める機運があることから、木製による遮音壁に付いての一般的指針として取りまとめた。

また、ビル用水槽は、飲料水の貯給水に使用されるため、特に衛生面から水道法及び、ビル衛生管理法の適用を受け、さらに構造面では、建築基準法令等で工作物の1種として多くの規定がなされている。これ等法令等を受けて、ステンレス協会では業会規格としてステンレス鋼製受水槽の設計・施工等についての指針が制定されているが、木製水槽について定められたものはなく、施工者が従来からの経験等に基づき製作・施工されているのが現状である。この様な状況からビル用木製水槽を設計・施工する場合のよりどころとなるようガイドラインとして取りまとめた。

木橋については、昭和15年11月内務省が作成した「木道路橋設計示方書案」が設計・施工するうえでの唯一の示方書といえる。現在、日本道路協会から出版されている道路橋示方書・同解説には木橋に関する記述はなく、また現行のマニュアル類で木橋について僅かでも言及しているのは、日本林道協会発行による林道必携のみである。ただし、設計に際し必要となる木材等の許容応力度に関しては一切触れられていない。この様な状況をふまえて、木橋の設計・施工の手引きを作成した。

作成したマニュアル類は、次頁以降に掲載したが、今後試作及び経過観察等の結果を踏まえて、更に加筆・修正等を加え内容の充実に努めていく考えである。

第2章 木製遮音壁設計・施工マニュアル

1 . 総 頁

1. 1 指針の目的

本指針は木製遮音壁に付いての一般的な指針を定め、合理的な計画、設計、施工、維持管理を行うに資することを目的とする。

「解説」

道路の遮音壁は様々な材料で作られる可能性を持つ。現在はコンクリートやアルミパネルなどが一般的であるが、新しいタイプやデザインの遮音壁、多様な機能を持つ遮音壁、アメニティにすぐれた遮音壁が求められる機運にある。木製遮音壁はこのような要求に応えられる可能性を持つ。

本指針は、道路の遮音壁を、木材を主たる材料で作成する場合の、設置計画、構造設計、施工方法、維持管理方法などを示す。

木製遮音壁は多様なデザインが可能で、豊かなアメニティ感覚をドライバーや沿線住民に与えることができる。欧米ではよく用いられているが、日本では耐久性やコスト上の問題などから設置例は少ない。本指針はこれらの問題を克服し、信頼性のある遮音壁として設置し、使用されることができるよう、設計から維持管理まで、総合的かつ具体的な方策を示している。

遮音壁の設計指針としては、日本道路公団から、「遮音壁設計要領」および「遮音壁設計図集」などが刊行されており、それらの設計資料と本指針とを併用されることにより、斬新なデザインで優れた機能を持つ木製遮音壁が普及することを期待する。

1. 2 適用の範囲

本指針は、木材を主たる遮音材料として使用した道路用の遮音壁を対象とする。

「解説」

木製遮音壁は、基礎、支柱、遮音板から構成されている。本指針は木製遮音壁の設計、遮音板の製造、施工、メンテナンス等木製遮音壁設置と維持に関する全般的な範囲を包括する。

1.3 用語の定義

本指針において使用する用語を定義する。

「解説」

- (1)木製遮音壁 ----- 木材を主たる遮音材料として使用した道路用の遮音壁。
- (2)遮音板 ----- 基礎と支柱によって支えられる遮音や吸音の性能を有する板、パネル。
- (3)透過率 ----- 物体の一方の面に音波が入射したとき、入射した音波のエネルギーと物体を透過して出ていくエネルギーの比。
- (4)透過損失 ----- 音の材料に対する透過率の逆数の常用対数の10倍の値をdB表示したもの。遮音板の遮音性は透過損失で表示され、周波数400Hzに対して25dB以上、1000Hzに対して30dB以上を必要とする。
- (5)吸音率 ----- 物体の一方の面に音波が入射したとき、入射した音波のエネルギーと物体内に吸収されたエネルギーの比。遮音板の吸音性は周波数400Hzに対して70%以上、1000Hzに対して80%以上の吸音率を必要とする。
- (6)木材素材 ----- 丸太、角材、板などの総称。
- (7)木質材料 ----- 木材を原材料として作られた合板、パーティクルボード、ファイバーボード等の木質系材料。
- (8)防腐処理 ----- 木材が菌類などの生物によって劣化されることを薬剤によって防止する処理。
- (9)防腐剤 ----- 防腐処理を行うための薬剤。
- (10)木材の高耐久性化 ----- 木材を防腐処理、難燃処理、化学処理、表面被覆などを行って、耐久性を向上させること。
- (11)コンクリート基礎 ----- 支柱と遮音壁をコンクリートで支える基礎。
- (12)鋼管杭基礎 ----- 支柱と遮音壁を鋼管で支える基礎。
- (13)アメニティ ----- 場所、気候、環境などの快適さ、性質の感じのよさ、生活を楽しく感じる感覚。
- (14)騒音レベル ----- 音圧計に特定の補正回路を組み込んで規格化された騒音計で測定された音圧レベル。
- (15)パーセンタイル騒音レベル ----- 変動する騒音の評価法の一つで、騒音レベルがあるレベル以上である時間が実測時間のx%を占める場合、そのレベルをxパーセンタイル(時間率)騒音レベルという。

2. 木製遮音壁の概要

2. 1 木製遮音壁の特徴

木製遮音壁は、その遮音性能においてコンクリート壁体と同程度の性能を持ち、また軽量であるので施工が困難な所でも設置できる。材料が木材であるため、コンクリートやアルミニウム製遮音壁では困難な多様なデザインが期待できる。

「解説」

交通騒音遮音壁の材料には、従来よりコンクリート、アルミニウムが伝統的に使用されており、木材の使用例は少ない。しかし木製の遮音壁の遮音効果はコンクリート製遮音壁の効果と、400Hz, 1000Hz の周波数領域でほとんど差が認められず、材料が木材であっても充分遮音タイプの壁体としての機能を発揮する。吸音効果は素材のままでは、400Hz, 1000Hz に対して10%前後と多くは望めない。しかし壁体に吸音処理を施せば、日本道路公団の仕様を満足させることができる可能性がある。

木材の比重はコンクリート、アルミニウムのそれぞれおおよそ 1/4~1/5 と小さいので、木製遮音壁はコンクリート、アルミニウム製遮音壁より軽量である。従って多層道路や橋梁等のように設置に重量規制が要求される所には、最適な壁体である。

遮音壁の主目的は自動車騒音を遮蔽することであるが、ドライバーに対しては運転時の心理状態を和らげ、安全運転を喚起させる遮蔽物である必要がある。木製遮音壁は、材料となる木材が本質的に持っている暖かい肌合いと色合い、木目、節、辺心材等を生かしたデザインにより、視覚変化を作り出すことが期待できるので、ドライバーの疲労と集中力の欠如を防ぎ、知覚能力を高めるのに役立つ可能性がある。

2. 2 設置の意義

木製遮音壁は、自然、都市や人間との調和、さらには地球環境の保全に役立つ。また設置には多量の中小径木を必要とするため地域産業の振興に貢献し、廃棄に際しては壁体の他製品への再利用も期待できる。

「解説」

遮音壁は、半永久的な建造物であるため、周辺住民に対しては、単なる騒音遮蔽物であるだけでなく、周辺の自然あるいは都市環境に調和することも必要である。木製遮音壁は、木材が本質的に人間に対して持っている暖かい肌合いと色合いを活かせば、自然景観や都市景観との調和が期待できる。また歴史的、文化的諸設備に調和し、その表示板としても

利用できる。

地球温暖化、酸性雨、砂漠化、森林の消滅等に起因する地球環境の劣化が近年厳しく指摘されだしている。地球温暖化は地上から放出される炭酸ガスやメタンガスに原因し、その量は毎年30億トずつ上昇を続けてるといわれている。地球上に放出される炭酸ガスやメタンガスの主発生源は現在主エネルギー源となっている化石燃料であることはよく知られている。遮音壁の主材料であるアルミニウム、鋼鉄、コンクリートを製造する際に放出される炭酸ガスはそれぞれ1m³当り 5,320、22,000、120kg、一方天然乾燥製材では僅か15kgと算出されている。また製材1m³中に貯蔵される炭酸ガスは 250kgに及ぶがアルミニウム、鋼鉄、コンクリートでは皆無である。このことは遮音壁材料として木材を使用することが、資源育成から材料の加工までのトータルとして、大気中の炭酸ガスを軽減していることになり、地球環境の保全に貢献するといえる。¹⁾

木製遮音壁に使用される木材は、長期間の耐用年数が要求される。耐用年数を長くするために、防虫、防腐処理を施した木材を利用することは望ましいとしても、遮音壁の寿命を考慮すれば、木材の持つ性質上、設置地域で産出される木材を使用するのが、最も効果的である。末口径10cm程度の小径木、間伐材等でも材料として使用でき、またその必要量は遮音壁の総延長に左右されるが、例えば、総延長 1kmとすれば10,000本以上となる。このような量を遮音壁を設置する地域の山林より供給することになるのなら、山林の健全な育成が助長されるだけでなく小径木、間伐材に新たな市場価値が生まれ、地域林業の活性化を招き、小径木の有効利用の一助となり、地域産業の振興に大きく貢献すると期待できる。劣化により廃棄される壁体は、チップにすることにより、木質材料、パルプ、肥料等の原料や植栽地等の園芸資材等として再利用できる可能性もある。

【文献】

- 1) 中島史郎、大熊幹章：地球温暖化防止行動としての木材利用の促進、木材工業、46(3), 127-131(1991)

2.3 設置場所

木製遮音壁は住宅地に近接した道路、景勝地、パーキングエリア等での設置に適するが、住宅密集地域等での設置には適さない。

「解説」

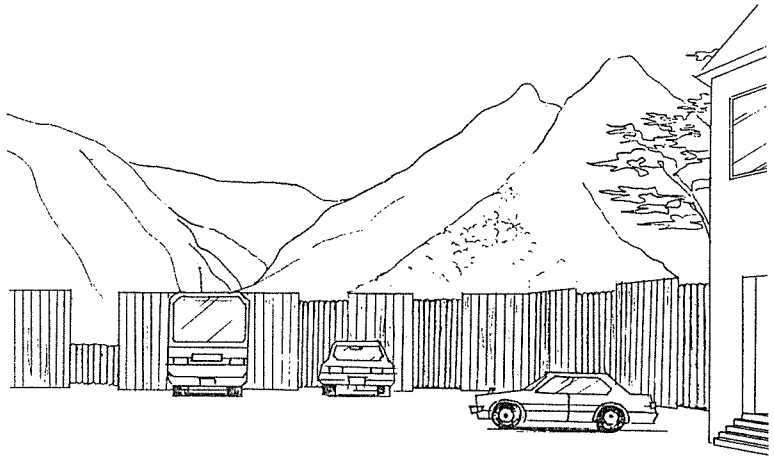
木材はコンクリートやアルミニウムに比べ、加工が容易であり、また色々な模様を持っているので、市街地を走る道路上では周辺の建物に、また郊外や山村、そしてリゾート地、山あいの景勝地における道路やパーキングエリアでは、田園や山川に調和したデザイン、色調の遮音壁を作製できる。例えば、都市では壁体の裏側を倉庫、車庫の一部に利用し、

遮音壁を都市建造物の一部に組み入れること、橋梁や高架部では、それらと一体感の強い構造することや、眺望を期待できる場所では、高低差、折れ目、湾曲、重ね合わせ部を設け、その凹凸部に灌木を植え、立体感を強調すると共に、避難出口、電話、塵箱、レストラン等の付帯建築物を組み合わせることがトータルとして可能である。さらに壁体の一部に透明パネルを挿入することによって視覚的アクセントを付けることが容易である。デザインの数例を示す。

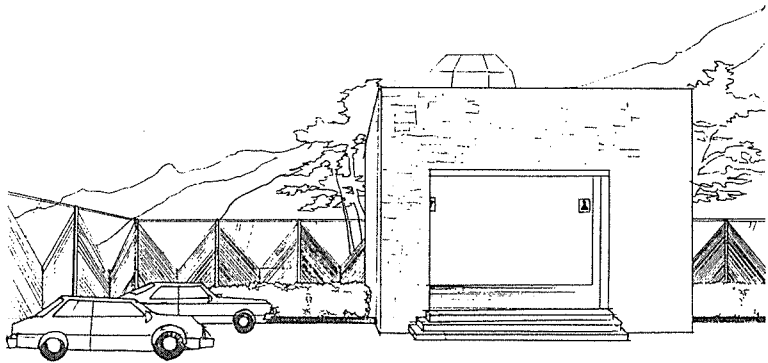
反面、木材それ自体では道路公団の要求する吸音率を満足せず、また燃焼するという性質を持つので、道路両側に建物が隣接する都市部の中心市街地、官公庁街、密集市街地等、吸音による遮音と防火が要求される地域での設置には適さない。

遮音壁の使用例

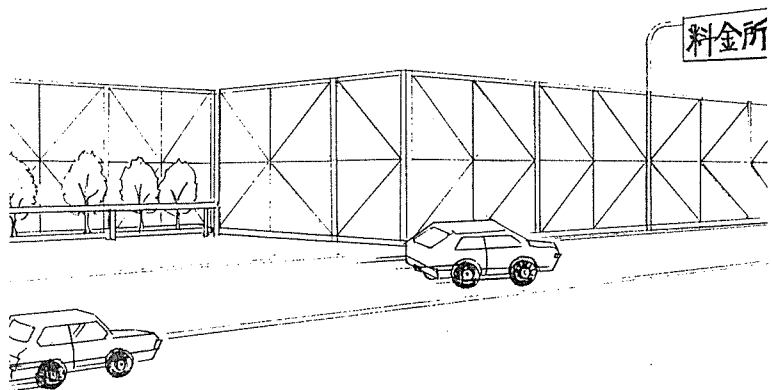
NO. 1	
設置場所	リゾート地帯の パーキングエリア案
周囲の環境	山あいで景勝地
遮音レベル	低
デザイン ポイント	<ul style="list-style-type: none"> ・素朴な山あいの環境に合う 未加工デザイン ・開放感を与える
素材・肌	<ul style="list-style-type: none"> ・丸太に近い素材 ・駐車地帯は高く、それ以外 は低い壁 ・フラット面と木肌面の 組合せ



NO. 2	
設置場所	田園地帯の パーキングエリア案
周囲の環境	市街と郊外の間 疎らに民家が点在
遮音レベル	中
デザイン ポイント	<ul style="list-style-type: none"> ・景観重視 ・ある程度洗練された デザイン
素材・肌	<ul style="list-style-type: none"> ・製材パネル ・景観の為の窓 ・杉木立ちデザイン



NO. 3	
設置場所	市街地帯の高速道路
周囲の環境	市街地に近い
遮音レベル	高
デザイン ポイント	<ul style="list-style-type: none"> ・性能重視 ・視覚的変化 ・サインとしての要素
素材・肌	<ul style="list-style-type: none"> ・吸音複合パネル ・走行地帯、避難場所、 料金所などエリア毎に 少しデザインの違いを 見せる →サインとしての役割を 持たせる



3. 木製遮音壁の性能

3. 1 遮音・吸音性能

3. 1. 1 遮音壁の減音効果

音の大きさは、発生源から離れる（距離が長くなる）ほど小さくなる。十分な遮音性能の壁があってもその反対側には音が回り込む（回折現象）。しかし、壁がない場合の直接音と比較すると、音源から受音点までの経路が長くなるため減音される。この効果は、図表（図3-3）・計算によって予測することが出来る。

[解説]

(1) 騒音の距離減衰

- ① 点音源からの距離減衰 回りに反射体の無い空間中にパワーレベル PWL (dB) の点音源があると、距離 r の点の音の大きさ L (dB) は、

$$L = PWL - 11 - 20 \log_{10} r \quad (\text{dB})$$

距離 r_1 、 r_2 におけるレベルを L_1 、 L_2 とすると

$$L_2 = L_1 - 20 \log_{10} r_2 / r_1$$

- ② 線音源からの距離減衰（図3-1） 発生する音の大きさが一様（単位長さ当り PWL_L (dB)）な線音源があると、距離 r の点の音の大きさ L (dB) は、

$$L = PWL_L - 8 - 10 \log_{10} r \quad (\text{dB})$$

距離 r_1 、 r_2 におけるレベルを L_1 、 L_2 とすると

$$L_2 = L_1 - 10 \log_{10} r_2 / r_1$$

道路騒音の場合は、この線音源が用いられる。

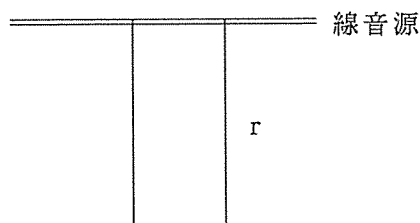


図3-1 線音源からの距離

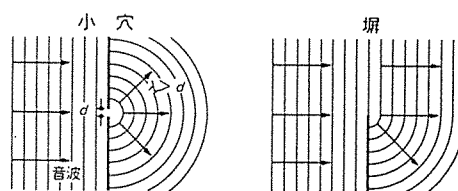


図3-2 小穴および堀による音の回折²⁾

(2) 音の回折

図3-2に示すように大きな壁の小穴からは2次波面が生じて裏側に広がったり、音の伝搬する途中に壁があるとその背後に音波が回り込む。これを回折現象という。この回折現象による音の伝搬ため、遮音壁の音響透過損失をいくらよくしても、壁の反対側の音の大きさが、遮音壁の性能どおりにならないことがある。

(3) 壁による回折減衰

音源と受音点の間に十分な遮音性の壁があってもその反対側に音が回り込む（回折）。しかし、直接音と比較すると壁による回折減衰により減音が期待できる。無指向性点音源のとき、直接音に対して十分両側に広がった薄い壁を挿入することによって得られる減音効果を図3-3に示す。壁を高くすることによって、経路差が大きくなり減音効果が大きくなることを示している。無限長線音源に対する壁の減音効果は、点音源によるものよりも約5dB少ないとされている。壁が厚い場合、音源・受音点が地面と近接している場合は、別途計算により考慮する必要がある。

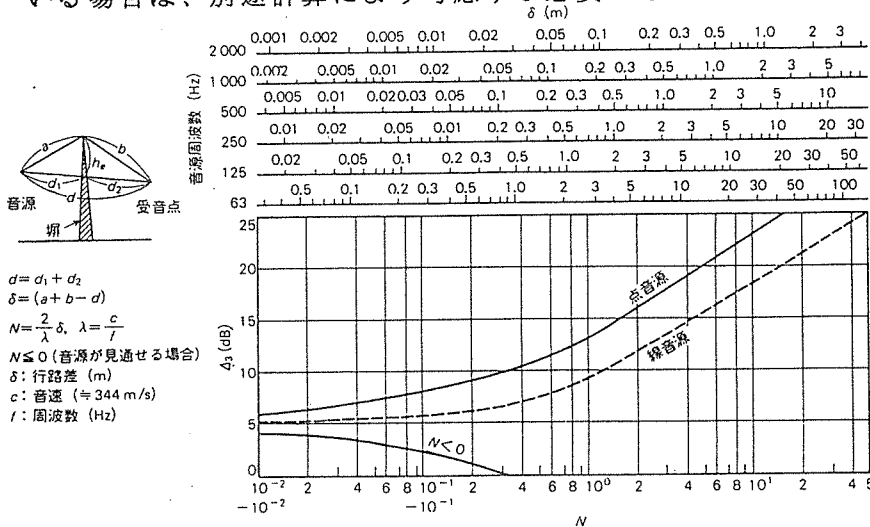


図3-3 半無限の薄い壁による回折減衰³⁾

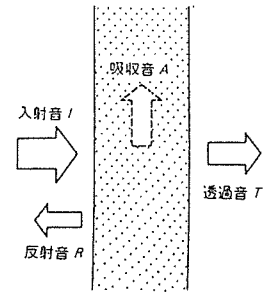


図3-4

音の反射・吸収・透過⁴⁾

3. 1. 2 遮音壁に要求される音響性能

- ① 壁の反対側に透過する音は、壁で反射する音、壁体内に吸収される音が大いほど小さくなる。
- ② 壁の音響透過損失は、回折減衰値以上でなければならない。
(原則、回折減衰値+10dB以上)
- ③ 壁の吸音率 α が0.6、0.7、0.8、0.9 の時、反射音は4、5、7、10dB減音される。

[解説]

(1) 音の反射・吸収・透過

壁に入射した音は、図3-4に示すように壁に反射する音（反射音）、壁体内に吸収する音（吸収音）、壁の反対側に透過する音（透過音）に分割される。遮音性能の高い壁とは、このうち透過音が小さくなる壁のことである。したがって、壁の遮音性能を高める方法としては、①反射音を大きくする方法、②吸収音を大きくする方法の2通りがある。①②の各方法で、同じ音響透過損失（遮音性能）の壁を製作したとする。音源側

は、反射音の大きい①の方が②の場合よりもうるさくなり、二次的な反射音による騒音が生じる恐れがある。したがって、遮音壁を計画する場合、製作する場所によって、どちらの方法を主としたものにするか検討する必要がある。

(2) 音響透過損失 [参考：日本道路公団の仕様、400Hzで25dB、1000Hzで30dB以上]

壁の近傍では、図3-3のdが0であるため δ が最大となり回折減衰値が最も大きくなる。この状態で、遮音壁として有効であるためには、壁の音響透過損失は回折減衰値以上でなければならない。通常、レベル差が10dB以上ある二つの音を合成すると、合成した音の大きさは、大きい方の音の大きさと等しくなる。したがって、厳密に言えば、壁の音響透過損失は、回折減衰値よりも10dB以上大きくなければならないことになる。

(3) 吸音率 [参考：日本道路公団の仕様、400Hzで80%、1000Hzで90%以上]

吸音率 α は、 $\alpha = (\text{入射音の強さ} - \text{反射音の強さ}) / \text{入射音の強さ} = 1 - \text{反射率}$ で定められる。ここでは、吸音率 α の遮音壁に I (watt/m²)の強さの音が入射したとき、吸音効果により反射音の大きさがどれだけ減音されるかを計算する。

音の強さ I (watt/m²)に対するレベルを L (dB)とすると

$$L = 10 \log_{10} I / I_0 \quad (\text{基準値 } I_0 = 10^{-12} \text{ (watt/m}^2\text{)})$$

反射音の大きさ L_R は、

$$\begin{aligned} L_R &= 10 \log_{10} I (1 - \alpha) / I_0 \\ &= 10 \log_{10} I / I_0 + 10 \log_{10} (1 - \alpha) \\ &= L + 10 \log_{10} (1 - \alpha) \end{aligned}$$

したがって、減音する音の大きさ ΔL (dB)は、

$$\Delta L = L - L_R = 10 \log_{10} (1 - \alpha)$$

遮音壁の吸音率 α を0.6、0.7、0.8、0.9とすると、上式により ΔL は4、5、7、10dBとなる。

3. 1. 3 遮音壁の設置位置・高さ・長さ

- ① 設置位置は、音減に近い程よい（音源、受音、壁の設置位置が同一レベル）。
- ② 回折による減音効果は、壁が高いほど大きくなる。目標減音量を得るのに必要な高さを計画する。
- ③ 設置延長が短いと側方より音が回り込み、壁の回折による減音効果が減少する
- ④ 自動車道路周辺の騒音は、交通量、沿道の地表条件（盛土、切土、平たん、高架の有無等）と遮音壁の設置位置、高さで予測できる。

[解説]

(1) 遮音壁の設置位置

壁による回折減衰が最も大きくなるのは、図3-3の $\delta = a + b - d$ が最大の時であ

る。設置位置を計画する際には、 δ が最大になるように検討する。壁の高さ h 。が一定、音源から受音点までの距離 $d (= d_1 + d_2)$ が一定、音源・受音点・遮音壁の設置位置が同一レベルのとき、 δ が最大となる壁の位置は $d_1, d_2 = 0$ の時である。したがって、このとき回折減衰による遮音効果が最も大きくなる壁の位置は、音源または受音点近傍である。受音点はまちまちであるため、音源位置近傍に遮音壁を設置するのが一番有効となる。

(2) 遮音壁の設置高さ

遮音壁の設置位置が決まると、次に目標減音量を得るために必要な遮音壁の高さを計画する必要がある。音源から受音点までの距離 $d (= d_1 + d_2)$ が一定、音源・受音点・遮音壁の設置位置が同一レベルのとき、壁による回折減衰を大きくする(δ を大きくする)には、壁の高さ h 。を大きくすればよい(図3-3)。

(3) 遮音壁の設置延長

遮音壁の設置延長が短いときは、側方よりの音の回り込みにより壁の回折による減音効果が減少する。したがって、遮音壁は、対象受音点の直前部分に加えて、その両端に回折減衰による減音効果を維持できるよう延ばす必要がある。車道中心線から対象受音点までの距離を D 、壁の張り出し長さを l とする。 $l = 2D, 3D, 10D$ のとき、対象受音点から張り出した壁の端部までの距離 y は、 $y^2 = 5D^2, 10D^2, 101D^2$ となる。車道中心線とこの3種類の張り出し壁の端部から対象受音点まで距離の違いによる線音減からの距離減衰は、3、5、10dBとなる(3.1.1(1))。

以上は、遮音壁を計画する際の基本事項である。以下に、遮音壁を実際に計画する際に必要となる道路周辺の推定騒音の算出方法を示す。

(4) 自動車専用道路周辺の推定騒音⁵⁾

自動車専用またはこれに準ずる道路で交通量が1000台/h以上、速度30~100km/hの定常的な交通流のとき、道路から100m以内の範囲における騒音レベルの中央値 L_{50} はおよそ次式で推定出来る。

$$L_{50} = L_w - 8 - 20 \log_{10} l + 10 \log_{10} (\pi l / d \tanh 2\pi l / d) + \alpha_d + \alpha_i$$

L_w : 1台の自動車のA特性平均パワーレベル (dB(A))

l : 車線から受音点までの距離 (m)

d : 平均車頭間隔 (1000×速度/交通量)

α_d : 回折減衰にともなう補正值

α_i : 沿道の地表条件による補正值

全体の交通量に対する大型車の占める割合と走行速度から1台当たりの平均的なパワーレベルを、車線から受音点までの距離 l と平均車頭間隔 d から上記推定式の第3、4項を、回折減衰にともなう補正值 α_d 、沿道の地表条件による補正值 α_i を求める図を図3-5~8に示す。図中高架(中分開)とあるのは上下走行路が別々の高架になっていることを、中分開は一体構造になっていることを示す。

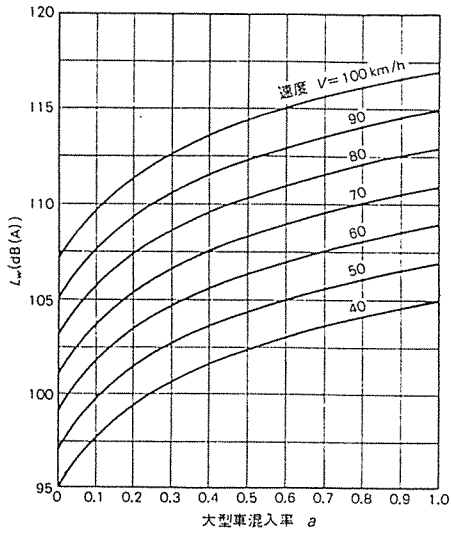


図3-5 自動車1台当たりの平均パワーレベル算出図

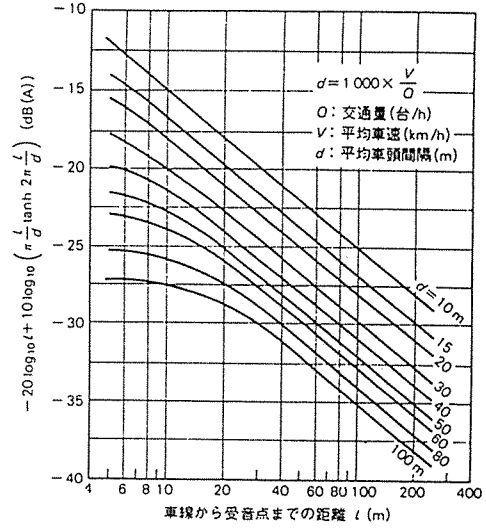


図3-6 式の右辺第3、4項の算出図

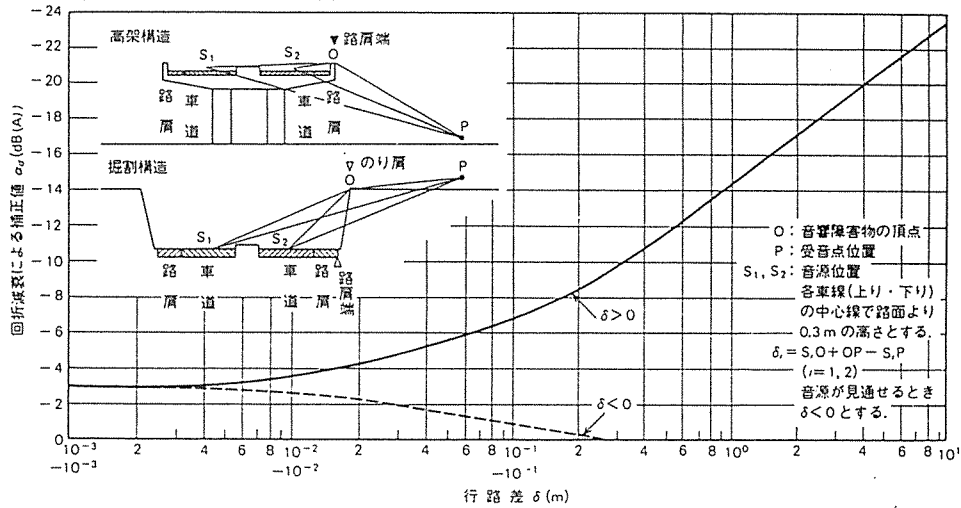


図3-7 回折減衰にともなう補正值 α_d

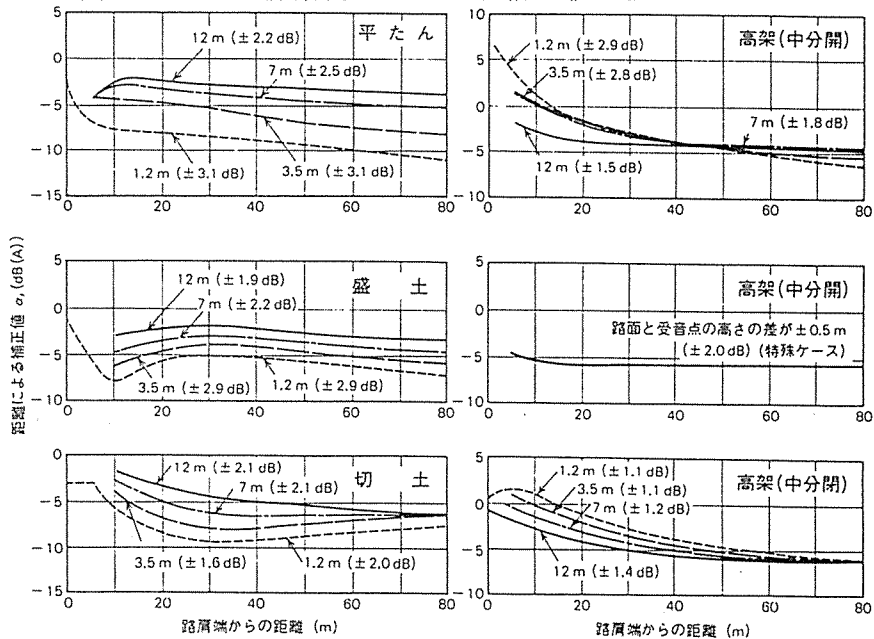


図3-8 地上高さ別の補正值 α_i (()内は80%信頼帯)

3. 1. 4 木材、木質材料の音響特性

- ① 透過損失は、材料の比重が $0.30\text{g}/\text{cm}^3$ 、厚さ 6cm で、 400Hz で 25dB 、 1000Hz で 30dB 以上の値になる（質量則による）。これは、木材・木質材料で十分可能である。
- ② 木材・木質材料あるいは、これらを用いた構造の吸音率は、 400Hz で 80% 、 1000Hz で 90% までにはならない。
- ③ 木材・木質材料を使用して吸音率を 400Hz で 70% 、 1000Hz で 80% 以上にするには、多孔質材と組み合わせスリット構造、あなあき板状吸音構造にする必要がある。

[解説]

(1) 透過損失

壁の透過損失は、その面密度、曲げ剛性、内部摩擦などによって決まる。壁の厚さが音の波長に比べて十分薄く、単一部材または全面接着による積層板で構成されているとき、壁の透過損失 TL_0 、 TL は、質量則（透過損失は壁の質量と周波数の積に依存）といわれる次式で表される。

$$TL_0 = 20 \log_{10} (f \cdot m) - 42.5 \quad (\text{垂直入射時、図3-9})^{6)}$$

$$TL = TL_0 - 10 \log_{10} (0.23 TL_0) \quad (\text{拡散入射時、図3-10})^{6)}$$

（同じ材料の一重壁は、一般に低音域で材料の内部摩擦により質量則よりも大きな値を示し、中・高音域で壁面の屈曲振動によるコインシデンス効果が生じ、透過損失が低下する）

質量則（図3-10）で、日本道路公団の遮音壁の音響透過損失の仕様（ 400Hz で 25dB 、 1000Hz で 30dB 以上）を満足するためには、面密度が $1.8\text{g}/\text{cm}^2$ （厚さが 10cm とすると比重 $0.18\text{g}/\text{cm}^3$ ）以上の材料を用いればよい。木材の比重は、表3-1に示すように、おおむね $0.30\text{g}/\text{cm}^3$ （厚さ 6cm で面密度 $1.8\text{g}/\text{cm}^2$ ）あるので、木材、木質材料を使用した遮音壁の製作は、十分可能であるといえる。から松、杉を使用した遮音壁の質量則によって求めた透過損失を表3-2に示す。

参考に、単板と中空層の透過損失を表3-3、4に示す。単板は、ほぼ質量則どおりの傾向で、日本道路公団の仕様を満たさないものがある。しかし、中空層を含んだ構造になると、かなりのものが日本道路公団の仕様を満足し、面密度が質量則による計算値（面密度 $1.8\text{g}/\text{cm}^2$ ）よりも低い「合板 6mm +空気層 100mm +合板 6mm （面密度 $1.078\text{g}/\text{cm}^2$ ）」でも、日本道路公団の仕様を満足している。従って、面密度が質量則による計算値より低くても、木材、木質材料を使用した遮音壁の製作は可能といえる。これは、次項の吸音率が原因であり、コンクリート製遮音壁では無理な、木製遮音壁の特徴（中空層を含まなくとも、吸音率は、コンクリートよりも木材のほうが高い）といえる。

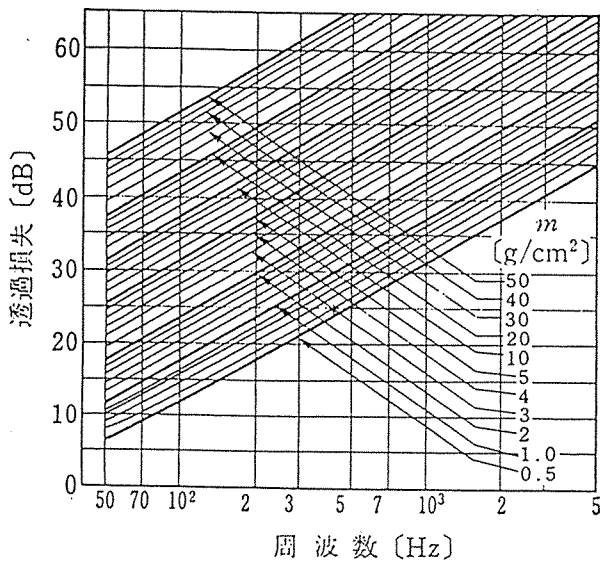


図 3 - 9 垂直入射の場合の透過損失と単位面積当たりの質量⁶⁾

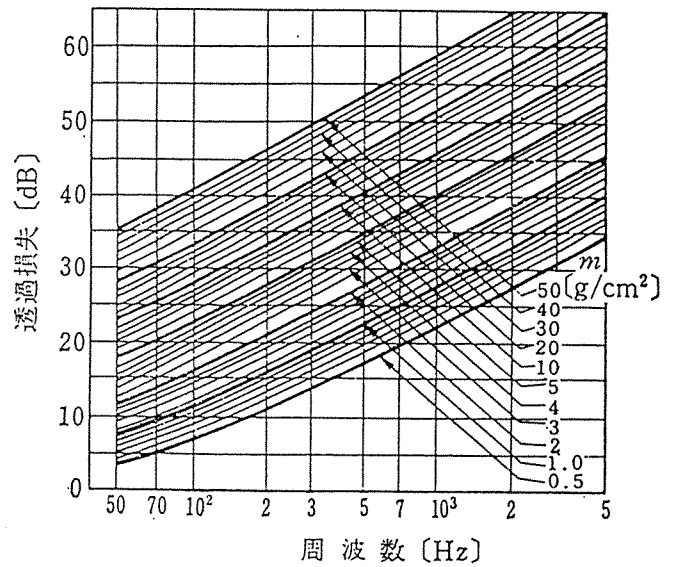


図 3 - 10 ランダム入射の場合の透過損失と単位面積当たりの質量⁶⁾

表 3 - 1 主要構造木材の気乾比重⁷⁾

樹種	気乾比重	樹種	気乾比重
すぎ	0.30~0.45	からまつ	0.40~0.60
もみ	0.35~0.52	あかまつ	0.42~0.62
ひば	0.37~0.55	くろまつ	0.44~0.67
えぞまつ	0.35~0.52	つが	0.45~0.60
ひのき	0.34~0.54	みずなら	0.45~0.90
とどまつ	0.32~0.48	ぶな	0.50~0.75
けやき	0.47~0.84	かし	0.75~0.98

(単位: g/cm^3)

表 3 - 2 質量則による音響透過損失 (単位: dB)

樹種	すぎ ($0.38g/cm^3$)			からまつ ($0.50g/cm^3$)		
	厚さ (cm)	面密度 (g/cm^2)	周波数帯域	厚さ (cm)	面密度 (g/cm^2)	周波数帯域
	5	1.9	400Hz	5	2.5	400Hz
	10	3.8	1000Hz	10	5.0	1000Hz
	15	5.7		15	7.5	

日本道路公団の基準値: 周波数帯域 400Hz で 25dB、1000Hz で 30dB 以上

表 3 - 3 単板の透過損失 (単位: dB) ⁸⁾

名 称	厚さ (mm)	面密度 (kg/m ²)	周 波 数 (Hz)					
			125	250	500	1000	2000	4000
ラワン合板	6	3.0	11	13	16	21	25	23
せっこうボード	7	6.3	11	12	19	26	35	42
せっこうボード	9	8.1	12	14	21	28	35	39
スレート小波板(6.5mm) 波高23.5mm			15	19	24	26	31	44
ラワン合板	12	8.0	18	20	24	24	25	30
パーライトボード	12	8.1	17	18	24	30	33	30
せっこうボード	12	10.8	18	17	22	29	37	35
鉄 板	1	8.2	17	21	25	28	34	38
スレート平板	6		15	18	25	30	36	38
フレキシブルボード	6	11.0	19	25	25	31	34	28
ラワン合板	40	24.0	24	25	27	30	38	43
鉛 板	1	11.3	20	24	29	33	38	43
銅 板	3	27.0	27	29	32	37	41	41
発泡コンクリート	100	70	29	37	38	42	51	55
発泡コンクリート+片面プラスチック塗り	100		32	35	38	45	55	59
発泡コンクリート+両面プラスチック塗り	100		34	34	41	49	58	61

表 3 - 4 中空層の透過損失 (単位: dB) ⁸⁾

名 称 () 内は材料厚さmm	厚さ (mm)	面密度 (kg/m ²)	周 波 数 (Hz)					
			125	250	500	1000	2000	4000
合板(3)+A(22)+合板(3)	28	5.14	9	13	10	20	34	42
合板(4)+A(25)+合板(4)	33	6.85	11	15	15	25	36	45
合板(3)+A(45)+合板(3)	51	5.14	11	10	12	23	35	45
合板(3)+A(45)+合板(6)	54	7.71	13	11	17	27	36	37
合板(6)+A(100)+合板(6)	112	10.78	11	20	29	38	45	42
せっこうボード(9)+A(45) +せっこうボード(9)	59	13	15	18	28	39	50	49
せっこうボード(9)+A(100) +せっこうボード(9)	114	13	12	29	35	47	55	54
石綿パーライトボード(12)+A(100) +石綿パーライトボード(12)	124	43.2	18	22	29	38	43	42
鉄板(0.6)+A(25)+鉄板(0.6)	26.2	11.5	14	17	24	32	41	55
アルミニウム板(1.2)+A(20) +アルミニウム板(1.2)	22.4	6.4	13	16	18	27	35	40
アルミニウム板(1.2)+A(60) +アルミニウム板(1.2)	62.4	6.4	14	17	25	32	38	42
せっこうボード(9)+A(45) +合板(3)	55	8.0	12	13	21	30	43	45
せっこうボード(9)+A(100) +合板(3)	110	8.0	11	20	27	37	45	48
スレートボード(6)+A(50)+合板(6)	62	14.4	13	20	30	36	41	42
合板(4.5)+A(34) +鉄板(1.6)合板(4.5)	44		19	26	27	33	31	33

(2) 吸音率

代表的な各種材料の吸音率を表3-5に示す。吸音率およびその特性が、材料の種類と厚み、背後の空気層の厚み、あなあき板・スリットとの組み合わせかたによって大きく異なることがわかる。

この表より下記のことが類推できる。

- ① 単体で日本道路公団の遮音壁の吸音率の仕様（400Hzで70%、1000Hzで80%以上）を満足する材料は、(B)多孔質材料系吸音構造

この材料は、単体では構造部材にならないか、なりにくいものであり、屋外暴露に対する耐久性が悪い。したがって、単一材料のみで吸音タイプの遮音壁を製作することは難しい。

- ② 板状材料・あなあき板と背後空気層、板状材料のみを使用したスリット構造のものは、吸音率が日本道路公団の仕様を満たさない

背後に空気層を設けない場合、多孔質材料以外の材料は、その厚みによって吸音率が大きく異なることはない。

したがって、木材・木質パネルを板状材料と考えると、これらの材料のみで製作した遮音壁では、日本道路公団の仕様を満足することは難しい。

- ③ 日本道路公団の仕様を満足し、遮音壁の製作が可能なものは、(B)多孔質材料系吸音構造、(C)あなあき板状系吸音構造（下地に多孔質材）

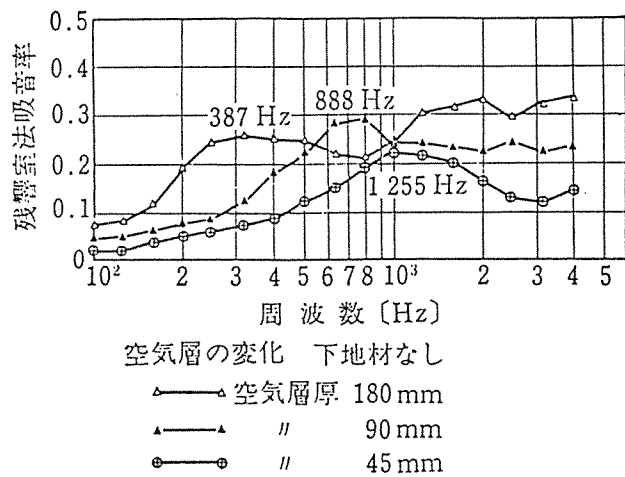
(B)多孔質材料系吸音構造は、上記①の理由で、道路で使用される遮音壁の材料としては適していない。

以上より、日本道路公団の仕様を木材、木質材料だけで満足することは不可能といえる。しかし、あなあき板状系吸音構造（下地に多孔質材）の遮音壁を木材、木質材料を使用して製作すれば、日本道路公団の仕様を満足することは可能である。スリット構造（下地に多孔質材料）は、スリット幅・間隔、背後空気層の厚み、多孔質材料の種類・厚み等によって日本道路公団の仕様を満足する可能性がある。

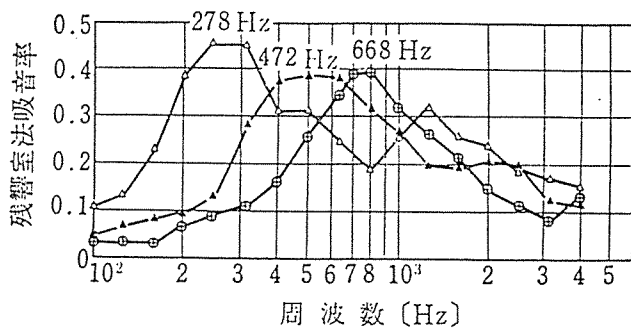
参考に、あなあき板の吸音特性で下地のない場合を図3-11、下地に多孔質材を使用した場合を図3-12に、下地に多孔質材、キャラコを使用したスリット構造の吸音特性を図3-13～15に示す。あなあき板状系あるいはスリット吸音構造で下地に吸音材を使用して日本道路公団の仕様を満足する構造は、資料不足のため、詳細を決めるためには試作品による実験が必要である。

表 3 - 5 各種材料の残響室法吸音率⁹⁾、¹⁰⁾

材 料 名 ・ 仕 様 () 内は材料厚さ mm [] 内は孔径・ピッチ mm	空気層 厚さ (mm)	周 波 数 (Hz)					
		125	250	500	1000	2000	4000
(A) 板状材料系吸音構造							
合 板 (6)	45	0.18	0.33	0.16	0.07	0.07	0.08
合 板 (6)	90	0.25	0.20	0.10	0.07	0.07	0.08
合 板 (9)	45	0.11	0.23	0.09	0.07	0.07	0.08
合 板 (9)	90	0.24	0.15	0.08	0.07	0.07	0.08
せっこうボード (9)	45	0.26	0.14	0.09	0.06	0.05	0.05
せっこうボード (9)	90	0.30	0.11	0.08	0.05	0.06	0.06
半硬質繊維板 (6)	45	0.50	0.30	0.15	0.15	0.15	0.15
半硬質繊維板 (6)	100	0.30	0.20	0.15	0.15	0.15	0.15
合板(6)空気層にグラスウール(50)充填	45	0.40	0.30	0.12	0.08	0.08	0.10
(B) 多孔質材料系吸音構造							
ロックウール吸音ボード 1号 (25)	0	0.10	0.36	0.72	0.89	0.88	0.90
ロックウール吸音ボード 1号 (25)	40	0.12	0.43	0.93	0.95	0.96	0.98
ロックウール吸音ボード 1号 (25)	150	0.62	0.93	0.93	0.84	0.80	0.90
ロックウール吸音ボード 1号 (25)	300	0.95	0.93	0.93	0.86	0.79	0.92
ロックウール吸音ボード 1号 (50)	0	0.13	0.74	0.97	0.98	0.99	0.99
ロックウール吸音ボード 1号 (100)	0	0.63	1.00	0.97	0.96	0.90	0.99
グラスウール吸音ボード 32K (25)	0	0.12	0.32	0.65	0.82	0.80	0.82
太木毛セメント板 (25)	0	0.05	0.10	0.24	0.64	0.69	0.75
太木毛セメント板 (25)	45	0.05	0.17	0.59	0.64	0.63	0.77
太木毛セメント板 (25)	90	0.08	0.29	0.66	0.54	0.66	0.88
太木毛セメント板 (25)	180	0.24	0.60	0.52	0.56	0.69	0.82
太木毛セメント板 (50)	0	0.14	0.28	0.90	0.75	0.80	0.83
細木毛セメント板 (50)	0	0.14	0.22	0.47	0.86	0.61	0.85
木片セメント板(30)、比重 0.6	0	0.10	0.20	0.55	0.95	0.70	0.75
木片セメント板(50)、比重 0.6	0	0.15	0.33	0.90	0.78	0.85	0.85
(C) あなあき板状系吸音構造							
あなあき板 (5) [6φ-15]	300	0.50	0.70	0.50	0.65	0.70	0.60
あなあき板 (5) [8φ-16]	300	0.85	0.95	0.85	0.75	0.65	0.60
あなあき板 (5) [9φ-15]	300	0.55	0.85	0.65	0.80	0.85	0.75
あなあき板 (5) [9φ-15]	500	0.85	0.70	0.80	0.90	0.85	0.70
あなあき板 (5) [9φ-15]	1000	0.55	0.70	0.80	0.85	0.85	0.80
下地材に多孔質吸音材(25)							
あなあき板 (5) [9φ-15]	500	0.30	0.25	0.25	0.35	0.40	0.40
下地材なし							
(D) スリット吸音構造							
板幅(77)・板厚(18)・スリット幅(20)	80	0.07	0.16	0.33	0.21	0.18	0.17
同上・裏張り材:洗ったキャリ1枚	80	0.12	0.50	0.68	0.39	0.26	0.22
同上・裏張り材:洗ったキャリ2枚	80	0.16	0.67	0.91	0.51	0.41	0.32
板幅(77)・板厚(18)・スリット幅(45)	80	0.08	0.36	0.22	0.15	0.15	0.16
板幅(77)・板厚(18)・スリット幅(20)	180	0.12	0.37	0.28	0.26	0.17	0.15
板幅(300)・板厚(30)・スリット幅(60)	70	0.12	0.56	0.29	0.22	0.13	0.16
板裏側にグラスウール20K(20)張り							
(E) 一般建築材料							
コンクリート打放し・モルタル金ごて仕上げ	—	0.01	0.01	0.02	0.02	0.02	0.03



(a) 4φ-15



(b) 9φ-15

図 3 - 1 1 有孔板の吸音特性 (ハードボード 厚 5mm) ¹¹⁾

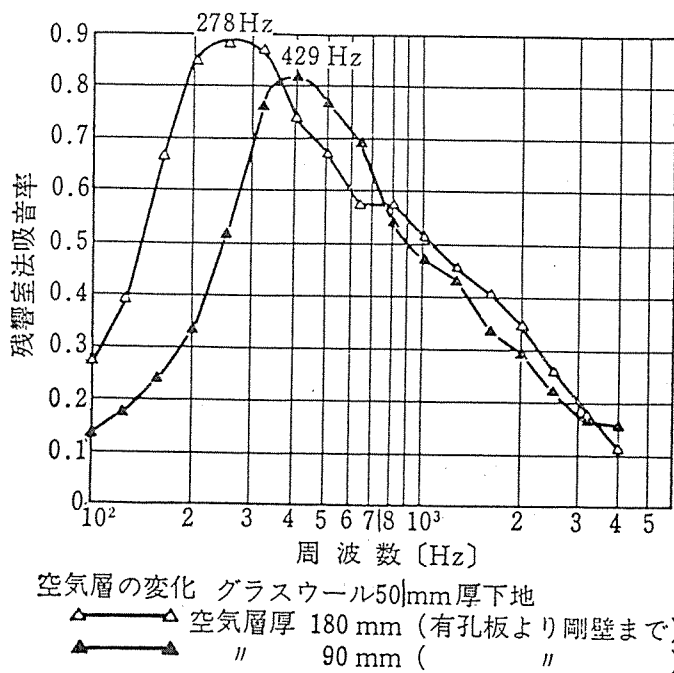


図 3 - 1 2 背後にグラスウールがある場合の有孔板の吸音特性¹¹⁾

(ハードボード 厚 5mm、4φ-15)

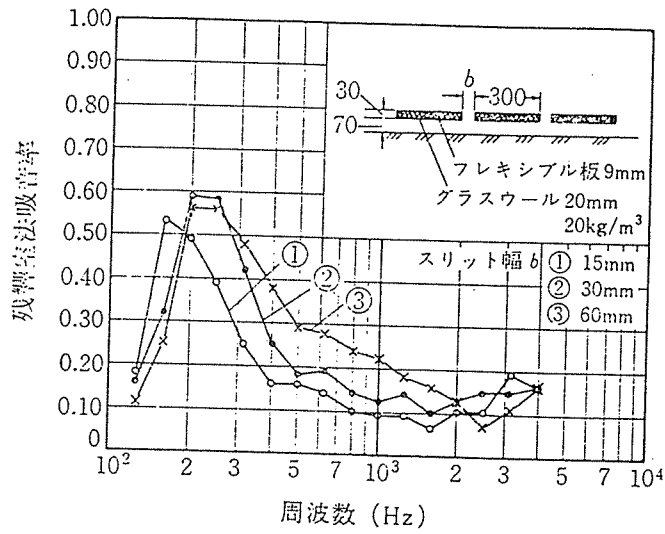


図 3 - 1 3 スリット構造の吸音特性例 (1) ¹²⁾

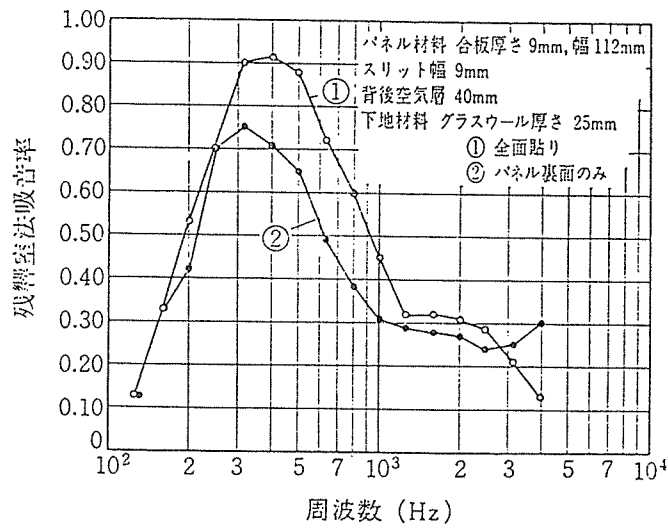


図 3 - 1 4 スリット構造の吸音特性例 (2) ¹²⁾

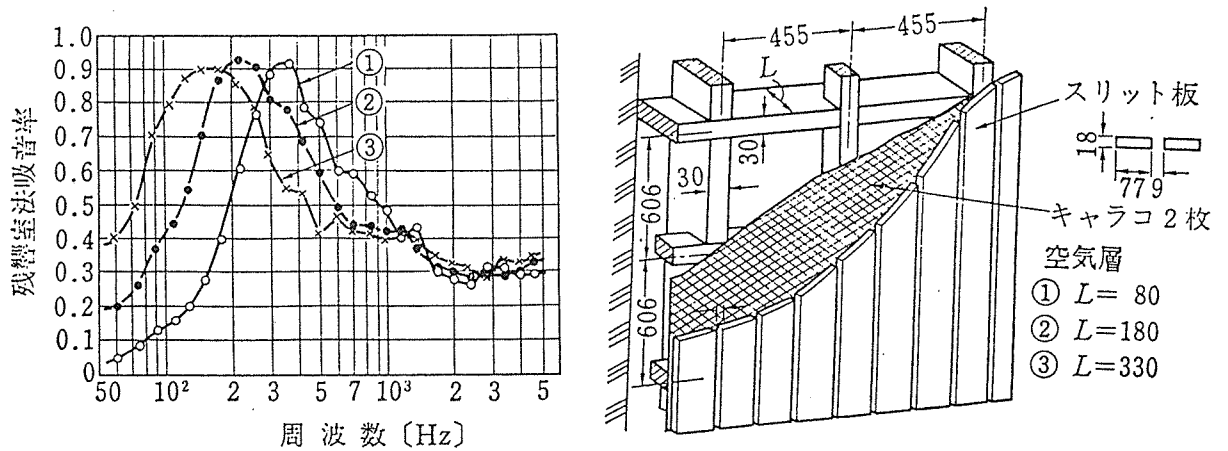


図 3 - 1 5 スリット構造の吸音特性例 (3) ¹¹⁾

3. 1. 5 木材、木質材料を使用した遮音壁の効果

- ① 面密度 $1.8\text{g}/\text{cm}^2$ (例：比重 $0.30\text{g}/\text{cm}^3$ で厚さ 6cm)の遮音板の質量則で求めた透過損失は、 400Hz で 25dB 、 1000Hz で 30dB 以上になる。しかし、遮音板を構成する木材の継ぎ目、遮音板と遮音板の継ぎ目、遮音板と支柱の間は、シール等で隙間を埋める必要がある。
- ② 木材・木質材料と多孔質材を用いたスリット構造、あなあき板状吸音構造の遮音板の吸音率は、 400Hz で 70% 、 1000Hz で 80% になる可能性がある。
- ③ 木材・木質材料を用いたスリット構造、あなあき板状吸音構造の遮音板の透過損失は 400Hz で 25dB 、 1000Hz で 30dB 以上になるが、吸音率は 400Hz で 70% 、 1000Hz で 80% までにはならない。しかし、コンクリート製の遮音板よりも吸音率は、格段優れたものになる。

[解説]

- ① 木材を用いて、遮音壁を製作する方法としては、中小径の木材をつなぎ合わせたパネルを製作し、このパネルをH型等の鋼材で支持し、遮音壁とする方法がある。この方法で製作した遮音壁は、前述(3.1.4(1)透過損失)したように木材の比重からすると質量則からは、日本道路公団の仕様を満足する(面密度 $1.8\text{g}/\text{cm}^2$)。しかし、長野県林総研究報告第5号「木製防音壁の試作と性能評価」(武井他、1989年)によると、この方法では、パネルと鋼材、木材のつなぎ目等に隙間が生じ、ここから音が漏れることによって透過損失が質量則によって計算した値より低下する。このため、日本道路公団の仕様を満足するためには、これらの隙間をパテなどでシールする必要がある。
- ② 前述(3.1.4(2)吸音率)より、木材、木質材料を使用した吸音タイプの遮音壁は、スリット、あなあき板状系吸音機構(下地に多孔質吸音材)のものになる。現在、日本道

総厚：95mm、表面ショートスリット
 吸音材料：ロックウールまたはグラスウール(50mm)

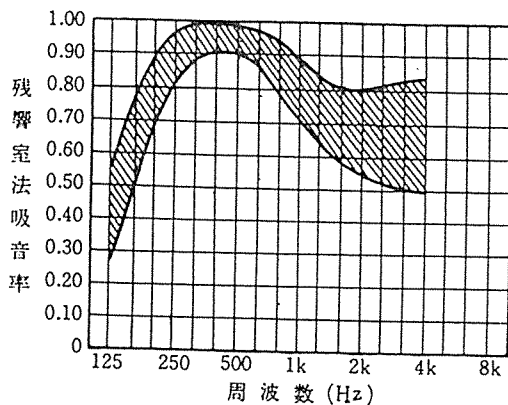


図3-16 統一型遮音パネルの吸音特性¹³⁾

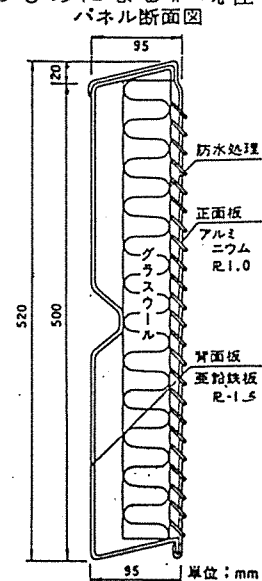


図3-17 統一型遮音パネルの一例

路公団が制定し、高速道路で使用されている吸音タイプの遮音壁は、統一型遮音パネルといわれるアルミ製のものである。この遮音壁は、ショートスリット+多孔質材+背後空気層で構成されている。したがって、吸音タイプの遮音壁は、アルミのかわりに木材、木質材料を使用して、同じ構造のものを製作することになる。参考に、統一型遮音パネルの吸音特性¹²⁾とその一例を図3-16, 17に示す。

- ③ 木材、木質材料のみを用いた構造の遮音板の吸音率は、日本道路公団の仕様を満たさないが、コンクリートよりも格段よいことが前述の資料よりわかる。そこで、ここでは、日本道路公団の仕様を透過損失は満たし吸音率は満たさないが、コンクリートの遮音壁よりも吸音率が格段良いという木材、木質材料の特徴を生かした遮音型の遮音壁を検討する。

透過損失は、主要部分に使用する材料によって質量則からその厚みを計算し、日本道路公団の仕様を満たす（片面板材を張ることによって隙間からの漏音を防止する）。から松を使用すると、表3-2より厚さ5cm以上で日本道路公団の仕様を満たす。吸音率は、板材で主要部分の表面にスリット構造をつくり、主要部分に使用する材料の吸音率よりも高める。吸音率を高める共鳴周波数帯域は、日本道路公団の仕様で決められている400Hz、1000Hzとする。共鳴周波数帯域は f_0 (Hz) は、下記によって求める。¹²⁾

$$f_0 = \frac{c}{2\pi} \sqrt{\frac{p}{(t+t')L}}$$

c : 空気中の音速 (cm/sec) p : 開口率
 t : 板厚 (cm) L : 背後空気層の厚さ (cm)
 t' : スリット構造の共鳴周波数に影響する板厚の補正項 (図3-18)

(参考例) 空気中の音速 $c = 340\text{m/sec}$ 、板厚 $t = 1.8\text{cm}$
 開口率 $p = 0.125$ (スリット幅 $b = 2\text{cm}$ 、間隔 $B = 16\text{cm}$)

背後空気層厚 L (cm) のとき共鳴周波数帯域 f_0 (Hz) は、
 $L = 1\text{cm}$ のとき $f_0 = 1008$ (Hz)、 $L = 6\text{cm}$ のとき $f_0 = 412$ (Hz)

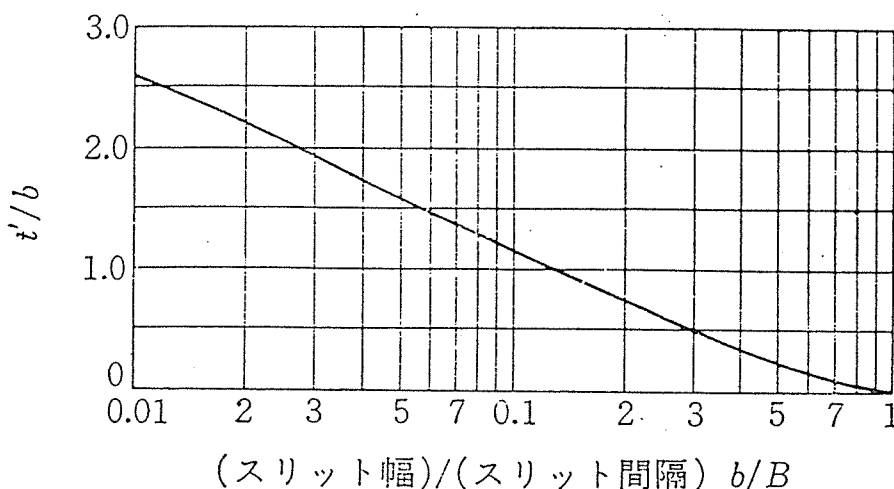


図3-18 スリット構造の共鳴周波数に影響する板厚の補正項 t' ¹²⁾

【文献】

- 2) 建築設計資料集成 1、日本建築学会編、丸善刊、P.1
- 3) 同上、P.31
- 4) 同上、P.1
- 5) 同上、P.15
- 6) 音響工学講座③建築音響、日本音響学会編、コロナ社刊、P.177
- 7) 建築設計資料集成 1、日本建築学会編、丸善刊、P.252
- 8) 同上、P.22
- 9) 同上、P.19、20
- 10) 日本建築学会設計計画パンフレット 4 建築の音響設計、日本建築学会編、
彰国社刊、P.77
- 11) 音響工学講座③建築音響、日本音響学会編、コロナ社刊、P.84～86
- 12) 建築音響シリーズ（材料編）I 吸音材料、日本音響材料協会編、
技報堂出版刊、P.67～68
- 13) 騒音・振動対策ハンドブック、日本音響材料協会編、技報堂出版刊、P.621

3 . 2 防・耐火性能

木製遮音壁には、道路火災が発生した場合でも、発火後燃焼しつづけて車両や周辺の建物へ延焼しないような性能が要求される。ある程度の断面を有する木材は、表面から燃焼していくが、熱伝導の低い炭化層を形成するため、急激な耐力の低下を起こさない特長がある。

[解説]

1) 木材は、一般に比重が小さく、熱を伝えにくい。そのため、加熱されると表面から順次燃焼していくが、内部では酸素不足の状態では熱分解されて、熱伝導の低い炭化層を形成していく。図3-19に示すように、金属材料などと異なり熱軟化を起こさず、表層から熱分解燃焼によって耐力が徐々に低下していく。図3-20に示すような大断面の木材の燃焼実験では、表面からの炭化速度は比較的遅く、平均炭化速度は表3-6に示す通りである。これらの実験結果によれば、木材の炭化速度は、通常の火災のもとではおよそ0.6mm/minとなり、急激に耐力が低下することはない。例えば、厚さ10cmの木製遮音壁が両面から30分間加熱された場合、炭化層は両面を合わせて3.6cmとなるが、厚さ6.4cmの燃え残り部分に、倒壊しないだけの耐力がなお残っている。したがって、壁厚を10cm程度にとれば、木製遮音壁自体が急激に燃焼して延焼を引き起こす可能性は低い。

武井ら¹⁴⁾の木製遮音壁の燃焼試験によると、藁を火種とした法面火災の場合、壁体表面に炭化は生じるものの、壁体自身の温度が発火点に達しないことが明らかになっている。また、車両火災を想定した法面火災の場合でも、遮音壁下部にコンクリートパネルなどを設置すれば、遮音壁への延焼を防ぐことができる見通しが得られている。

2) 木材の厚さが2.5cm以下になると、炭化による収縮に耐えられず割れやすくなる。したがって、接合部など木材の断面が小さくなる部位では断面寸法を2.5cm以上にとることが望ましい。

3) 水平面から30°以上、深さ1cm以上、かつその幅が深さの2倍以下の縦溝は、木材表面の火炎伝搬を著しく助長するので、設けないようにすることが望ましい。

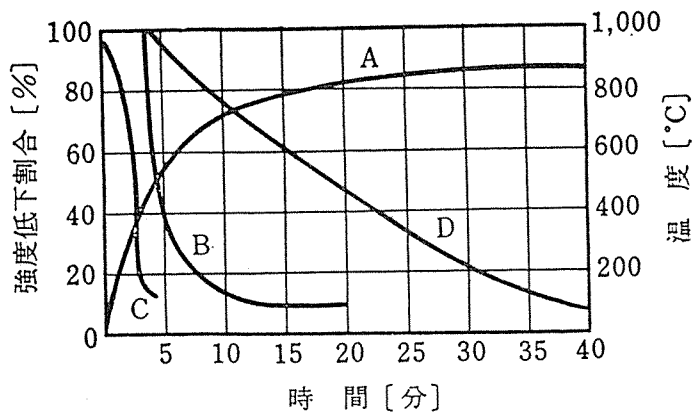


図3-19 軟鉄、アルミニウムおよび木材の標準加熱試験による強度低下¹⁵⁾
 A:標準加熱曲線、B:軟鉄、C:アルミニウム
 D:木材 (断面5×10cm)

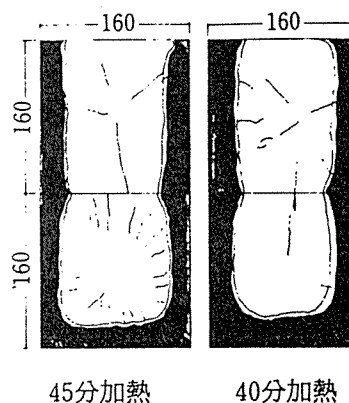


図3-20 製材重ねばりの炭化状況¹⁶⁾

表3-6 平均炭化速度¹⁶⁾

試 験 体					平均炭化速度(mm/分)	
部位	種 類	樹種	含水率(%)	気乾比重	残留断面から算出	内部温度から推定
柱	集成材	とどまつ	6.0~9.5	0.38~0.44	0.67	0.72
		べいまつ	8.6~9.6	0.55~0.58	0.67	0.66
		すぎ	15.2	0.42	0.74	0.77
	製材	とどまつ	40.9	0.56	0.52	—
すぎ		36.9	0.50	0.66	—	
はり	集成材	とどまつ	6.0~11.0	0.36~0.48	0.60	0.73
		べいまつ	8.7~10.2	0.53~0.57	0.59	0.70
		べいつが	9.3~10.5	0.46~0.59	0.66	—
		すぎ	13.6	0.41	0.59	0.73
	製材	とどまつ	40.9	0.56	0.63	—
		すぎ	36.9	0.50	0.49	—

3.3 耐久性

道路沿いの屋外に設置される木製遮音壁は、十分な耐久性を保持する必要がある。そのためは、木材腐朽に関わる耐朽性および屋外暴露に関わる耐候性を考慮して、適切な耐久性向上処理を施すことが望ましい。

[解説]

- 1) 木材の耐久性には、木材腐朽に関わる耐朽性および風雨や太陽光に含まれる紫外線などに曝されて生じる劣化に関わる耐候性の二つの面がある。木製遮音壁は、一般に屋外の道路沿いに設置されることから、気象変化の影響を直接受ける。したがって、木材の使用条件としては非常に厳しい部類に入るので、耐朽性と耐候性の両面に留意して、木製遮音壁の耐久性を保持しなければならない。
- 2) 木材腐朽対策としては、木材の屋外製品用防腐処理技術を活用することが可能である。ただし、防腐剤の種類によっては、廃棄による土壌汚染、焼却廃棄時の毒性物質の放出あるいは残った灰の中の毒性物質による人体への影響などを考慮する必要がある。
- 3) 屋外暴露による劣化対策としては、木製のベンチ・遊具などの屋外構造物や木製サッシに実用化されている木材保護塗料を用いた耐候処理技術を利用することができる。
- 4) 木製遮音壁を設計する上で、木材に水が浸透して劣化を助長しないように工夫することが肝要である。そのためは、基礎部分の排水を十分考慮して木製部分に水が滞留しないようにすることが望ましい。また、木材を横積みして使用する場合は、水が木口から入りにくいという利点があるが、木材を立てて使う場合は、木口を防水処理したり、笠木で覆ったりすることも考慮する必要がある。ただし、笠木の材質と形状については、火災伝搬を助長しないように工夫する必要がある。

3.3.1 防腐処理

薬剤の種類、処理方法、あるいは処理材の性能基準に留意して、防腐効力のある薬剤を被処理材に含浸させ、木材中に均一に分布させることにより、防腐効果を十分に発揮させることが望ましい。

[解説]

1) 薬剤

表3-7 に示した加圧注入用防腐薬剤を使用することが望ましい。

2) 処理方法

JIS A 9002に規定されている木材防腐剤の加圧式処理方法¹⁷⁾に基づいて、処理を行

なうことが望ましい。

なお、状況によっては、遮音壁を設置した後、現場で塗布ないし吹き付けにより防腐処理を施すことも可能である。

3) 処理材の性能基準

薬剤の有効成分の浸潤度（処理材表面からの浸潤の深さ、処理材断面の浸潤面積率）、処理材体積当りの有効成分の吸収量により処理材の性能が決まる。表3-8に示した（財）日本住宅・木材技術センターの外構部材のAQ認証基準が参考となる。

4) その他の注意事項

接合用に穿孔加工した部分には薬剤が浸潤していない部分が見られることがあるので、クレオソート油、ナフテン酸銅、ナフテン酸亜鉛などの油性系統の塗布用薬剤で処理することが望ましい。

表3-7 加圧注入用防腐薬剤の特徴^{18), 19)}

薬剤の種類	特徴
ナフテン酸銅	ナフテン酸銅を乳化し加圧処理用としたもので、AQ認証処理木材用防腐剤。
ナフテン酸亜鉛	ナフテン酸亜鉛を乳化し加圧処理用としたもので、AQ認証処理木材用防腐剤。
アルキルアンモニウム化合物系	アルキルアンモニウム化合物を主成分とする無色の薬剤で、AQ認証処理木材用防腐剤。
銅・クロム・亜鉛化合物系	銅、クロム、フッ素、亜鉛を含む化合物の混合物で定着型のもの。AQ認証処理木材用防腐剤。
銅・アルキルアンモニウム化合物	銅化合物をアンモニアで溶解し、揮散後銅の不溶化を図るもので、AQ認証処理木材用防腐剤。
クロム・銅・ひ素化合物系（CCA）*1	JIS K 1554, AQ 加圧注入用として世界中で最も広く用いられている定着型の水溶性防腐薬剤。銅化合物に防腐効力がある。
フェノール類・フッ化物（PF）	JIS K 1550 フェノール類とフッ化物を有効成分として含有する。定着性不完全で、使用量は激減。
クレオソート油*2	JIS K 2470 最も古くから使用されている防腐薬剤。コールタールを蒸留してつくられる。

*1 CCAを含んだ木材を焼却処分する場合、毒性ガスの発生よりもむしろ灰の中に残る毒性物質の処理方法に問題がある。

*2 可燃性防腐薬剤

表3-8 AQ認証防腐処理材用薬剤の防腐性能²⁰⁾

薬剤の種類	防腐性能*1 (防腐効力値)		
	吸収量*2 (kg/m ³)	耐候操作*3	
		あり	なし
ナフテン酸銅	銅として 0.23	99.1	99.2
	0.43	99.2	99.3
ナフテン酸亜鉛	亜鉛として 0.23	94.7	99.0
	0.46	99.2	99.3
アルキルアンモニウム 化合物系-1	DDAとして 3.3	96.0	97.8
	6.8	100.0	98.2
アルキルアンモニウム 化合物系-2	DDACとして 8.0	100.0	100.0
銅・クロム・亜鉛 化合物系	CFK-Zとして 8.0	86.0*4	82.0*4
銅・アルキルアンモニウム 化合物	銅として 0.7	92.4	96.7
	AACとして 0.7		
CCA 1号	CCAとして 6.3	86.0	90.0
	" 4.5	100.0	100.0
	" 5.1	100.0	100.0

*1: JIS A 9302による加圧注入材の防腐効力試験方法によるものである。

*2: 吸収量とは、木材1m³あたりに含浸された薬剤成分の重量を指す。

*3: 耐候操作とは、防腐剤の成分が容易に離脱することを排除するため、水への浸漬、乾燥などの操作を行なうことを指す。抗菌操作試験に先だって行なうものである。

防腐効力値とは、菌の繁殖に伴う試験片の重量減少の程度を一定の計算方式により指数で表したものである。重量減少が全くない場合は100で、重量減少の程度が無処理試験片と同じ場合は0となる。

判定基準は、オオウズラタケ菌による場合は90以上、カワラタケ菌による場合は80以上となる。

*4: カワラタケ菌による結果。

(以上、(社)日本木材保存協会が実施した試験結果による。)

表3-9 AQ認証防腐処理材用薬剤の効果持続性の目安

薬剤名	防腐効果の持続性の目安*1
ナフテン酸銅	針葉樹・広葉樹：14年以上
ナフテン酸亜鉛	針葉樹(スギ)：14年以上、広葉樹(ブナ)：6年
アルキルアンモニウム化合物系	針葉樹(ラジアータパイン)：9年
銅・クロム・亜鉛化合物系	針葉樹：14年以上、広葉樹：12年
銅・アルキルアンモニウム化合物	針葉樹：10年
CCA 1,2,3号	針葉樹：28年以上、広葉樹：14年以上

*1: 防腐効果の持続性の目安は、森林総合研究所の杭試験による。

3.3.2 耐候処理

材中含浸型の木材保護塗料の着色成分と含浸薬剤成分によって、木材表面のカビ等による汚染や紫外線による変色・劣化を防止することが望ましい。

[解説]

1) 木材保護塗料

木製サッシに使用可能な木材保護塗料に関する調査研究の一環として行われた塗料メーカーに対する最新のアンケート調査²¹⁾によると、屋外用と屋外・屋内両用を併せて27種類の木材保護塗料が市販されている。これらの塗料には、材中含浸型(15種類)と表面造膜型(12種類)がある。木製遮音壁については、塗膜の割れがないように使用することは困難なことから、材中含浸型の木材保護塗料が有効と考えられる。

なお、このアンケート調査によると、塗装の耐用年数は、5年以下のものが大半である。仮に、遮音壁の耐用年数が15年で、塗装の耐用年数が5年とすると、5年おきに塗り替えを2回行なう必要があることになる。この場合、塗料の着色成分に留意して、景観に色彩的变化をもたせるように塗り替えていくことも可能である。ただ、木製遮音壁の維持管理費を抑えるためには、耐用年数のより長い木材保護塗料の開発が望まれるところである。

2) 処理方法

木材保護塗料を塗装する場合、一般に、塗布(刷毛塗り、ローラー)、吹き付け、浸漬などの方法がとられている。また、減圧、加圧の含浸処理もできる。

3) 処理材の性能基準

防腐処理材と同様に、着色成分や薬剤成分の塗布量や吸収量で規定できる。

【文献】

- 14) 武井富喜雄ら：長野県林業総合センター研究報告、第5号、p.39-59(1990)
- 15) 浅野猪久夫編：木材の事典、朝倉書店、p.299(1982)
- 16) 建設省住宅局建築指導課監修：大断面木造建築物設計施工マニュアル1988年版、日本建築センター
- 17) 日本住宅・木材技術センター：木造化推進標準設計施工マニュアル作成等事業報告書(1)、p.56-57(1992)
- 18) 建設省住宅局建築指導課監修：木造建築物等防腐・防蟻・防虫処理技術指針・同解説、p.90-92(1983)
- 19) AQ認証資料
- 20) 日本住宅・木材技術センター：木造化推進標準設計施工マニュアル作成等事業報告書(1)、p.156(1992)
- 21) 日本住宅・木材技術センター：木製サッシ塗装技術の開発事業報告書、p.111-121(1992)

4. 木製遮音壁の基本設計

4. 1 適用

日本道路公団で、建設あるいは管理する高速自動車国道及び自動車専用道路に設置する遮音壁に対し「遮音壁設計要領」を用意して、遮音壁を設置する場合の基本的事項を定めている。

遮音壁が盛土部及び橋梁・ボックスカルバート部に設置する標準的な遮音壁の形状及び構造詳細については、「遮音壁標準設計図集」による必要があるが、それ以外の箇所及び標準設計図集により難しい場合は、この「遮音壁設計要領」により検討することになっている。

従って、本木製遮音壁では、この標準設計図書以外の材料であるので以下の要旨に準拠して設計することにする。

4. 2 設置

4. 2. 1 設置位置

遮音壁は、道路の断面構造に応じて、次に示す位置に設置することを標準とする。

- (1) 平地部及び盛土部では路肩端より1.75m離れた位置とする。(図4-1)
- (2) 壁高欄を有する橋梁部では、直接これに設置するものとし、その他の構造物は現場の条件に応じて最適な位置とする。
- (3) 切土部では、のり肩より壁の設置必要幅を確保した位置とする。(図4-2)
- (4) 橋梁部設置は高欄天端取り付け型、背面取り付け型の2種とする。

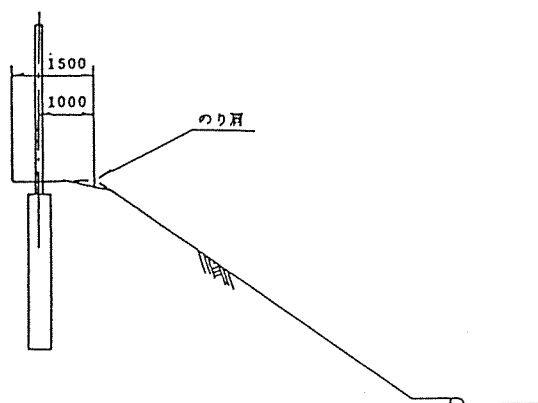


図4-2 切土部遮音壁設置位置

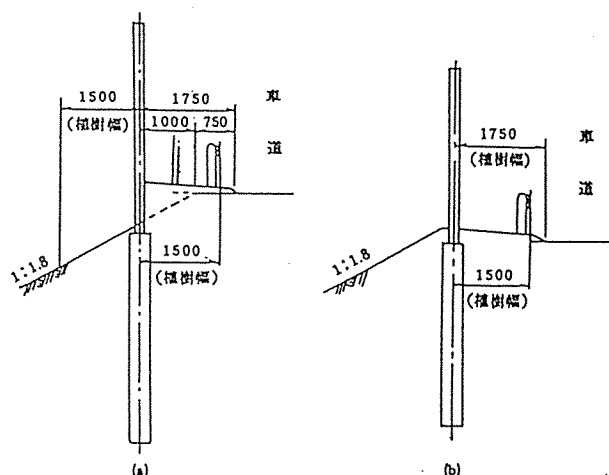


図4-1 盛土部遮音壁設置位置

4. 2. 2 設置高さ

遮音壁の高さは、目標減音量を得るのに必要な高さを基本とする。

(前3章に従って決める)

4. 2. 3 設置延長(総延長)

遮音壁の設置に当たっては側面からの音の影響をおさえるため、対象受音点の直線部分に加え、その両側に一定距離の壁=張出し長を設けることが望ましい。

張出し長の決定の方法は次のとおりである。

(1) 車道中心部から対象受音点までの距離の3倍を標準として2倍以上とする。

(2) 張出し長が50mに満たない場合は、50mとする。

4. 3 形式の選定

4. 3. 1 形式

(1) 遮音板は、木製遮音板とする。

(2) 遮音板寸法は、長さ 2,000又は 3,000mm、厚さ60mm以上、巾は随時定める。

(3) 基礎は次に示す形式の中から道路構造に応じて選択するものを基本とする。

①鋼管杭基礎 ②直接基礎 ③高欄天端・背面

4. 3. 2 遮音板の選定と種類

(1) 遮音板の選定

遮音板の選定は地形、立地、社会的条件との関連において耐久性、強度、性能、デザイン、工費、重量、メンテナンス等を考慮して決める。

(2) 遮音板の種類

木材を使用する遮音板はデザインが自由に表現できるが代表例の反射タイプ遮音板と吸音タイプ遮音板を例示することにする。(図4-3)

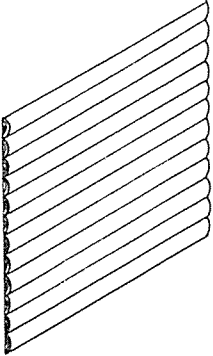
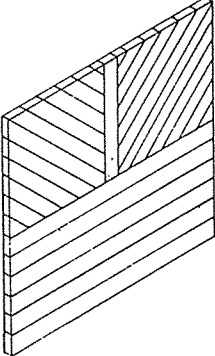
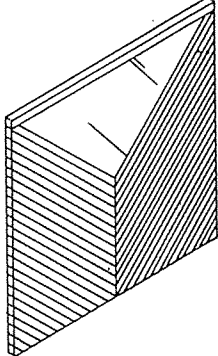
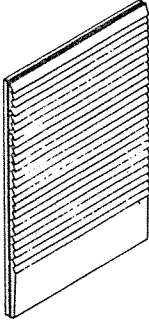
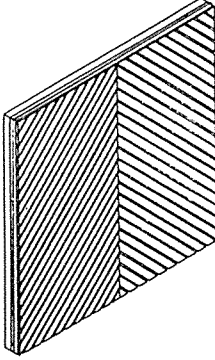
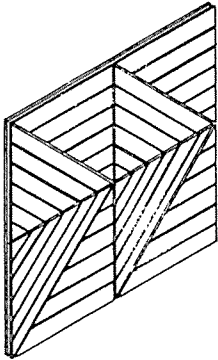
反射タイプ遮音板	デザイン例				
	特徴	製材前の丸太をそのまま使用	製材後の木材を使用。 デザインバリエーションが容易		
		コスト-低	コスト-中	一部に透視製材料を使用。 景観重視。 コスト-中高	
吸音タイプ遮音板	デザイン例				
	特徴	吸音性材料を使用。 背部木パネルと吸音性材料との間に空気層を設けにより、遮音性能を高める。 表面材のレイアウトによってデザインバリエーションが容易である。			
		コスト-中高 吸音レベル-高	コスト-高 吸音レベル-高	コスト-高 吸音レベル-高	

図4-3 遮音板の種類

4. 3. 3 遮音板の音響性能

反射タイプ遮音板及び吸音タイプ遮音板の基準値は前3章を参考に決める。

(1) 透過損失 (2) 吸音率

4. 4 設計条件

4. 4. 1 荷重の種類

遮音壁の設計に当たっては、次の荷重を考慮する。

(1) 死荷重 (2) 風荷重 (3) 土圧

(1) 死荷重

死荷重の算出に用いる材料の単位重量は、表4-1の通りである。但し、実重量の明らかなものはその値を用いるものとする。

表4-1 材料別単位重量

材料	単位重量	材料	単位重量
鋼材	7.85 t/m ³	コンクリート板	225 kg/m ²
鉄筋コンクリート	2.50 t/m ³	土留板 t=9α	225 kg/m ²
コンクリート	2.35 t/m ³	t=12α	300 kg/m ²
金属版	30 kg/m ²	木製板	40 kg/m ²

(2) 風荷重

風荷重は、遮音壁横断方向に作用する水平荷重とし、その大きさは、次の通りとする。

①土工部 150 kg/m²

②橋梁部 200 kg/m²

4. 4. 2 材料強度及び許容応力度

コンクリート及び鋼材の材料強度及び許容応力度は表4-2及び表4-3とし、木材の材料強度及び許容応力度は、表4-4、表4-5の通りとする。

表 4 - 2 コンクリートの許容応力度 (単位 : kg/cm²)

		鉄筋コンクリート	コンクリート
設計基準強度		240	180
許容曲げ圧縮応力度		80	45
許容曲げ引張応力度		—	3
許容せん断応力度	斜引張鉄筋計算無	3.9	3.3
	斜引張鉄筋計算有	1.7	1.5
許容付着応力度		1.6	—
許容支柱応力度		$\sigma_{ba} = \left(0.25 + 0.05 \frac{A_e}{A_b} \right) \sigma_{ek}$ 但し、 $\sigma_{ba} \leq 0.5 \sigma_{ek}$ ここに σ_{ba} : コンクリートの許容支柱応力度 (kg/cm ²) A_e : 局部載荷の場合のコンクリート面の全面積 (cm ²) A_b : 局部載荷の場合の支柱を受けるコンクリート面の面積 (cm ²) σ_{ek} : コンクリートの設計基準強度 (kg/cm ²)	

表 4 - 3 鋼材の許容応力度 (単位 : kg/cm²)

	鋼材	鋼管	鉄筋			仕上ボルト
	SS41	SKK41 STK41	SD30	SD35	SR24	SS41
許容圧縮応力度	1,400	1,400	1,800	2,000	1,400	1,400
許容引張応力度	1,400	1,400	1,800	1,800	1,400	1,400
許容せん断応力度	800	—	—	—	—	900

コンクリート及び鋼材の許容応力度は道路橋示方書 (日本道路協会) IV 3 章の値とした。許容せん断応力度の上段及び下段の値は、コンクリートのみでせん断力を負担する場合 (τ a 2) である。尚、設計基準強度 180kg/cm² の許容せん断応力度はコンクリートの設計基準強度に対する増減割合より求めた。

表4-4 樹种群の基準強度値

(単位：kg f / cm²)

樹種		縦圧縮強さ	曲げ強さ	せん断強さ	
針葉樹	I	アカマツ、クロマツ、 ベイマツ	450	800	90
	II	カラマツ、ヒバ、ヒノキ、 ベイヒ	425	750	80
	III	ツガ、ベイツガ	400	700	80
	IV	モミ、エゾマツ、トドマツ、 ベニマツ、スギ、ベイスギ、 スプルース	350	650	70
広葉樹	I	カシ	550	1,100	160
	II	クリ、ナラ、ブナ、ケヤキ	430	850	110

表4-5 木材の繊維方向の許容応力度

(単位：kg f / cm²、建築基準法施行令)

樹種			長期応力に対する値				短期応力に対する値 sf
			圧縮 Lfe	引張 Lft	曲げ Lfb	せん断 Lfz	
針葉樹	I	アカマツ、クロマツ、 ベイマツ	75	60	95	8	長期応力に対する値の 2倍
	II	カラマツ、ヒバ、ヒノキ、 ベイヒ	70	55	90	7	
	III	ツガ、ベイツガ	65	50	85	7	
	IV	モミ、エゾマツ、トドマツ、 ベニマツ、スギ、ベイスギ、 スプルース	60	45	75	6	
広葉樹	I	カシ	90	80	130	14	
	II	クリ、ナラ、ブナ、ケヤキ	70	60	100	10	

4. 4. 3 荷重の組合せ及び許容応力度の割増し

設計に用いる許容応力度は、表-2、4-3に規定する許容応力度に荷重の組合せに応じて、表4-6に示す割増し係数を乗じた値とする。

表4-6 割増し係数

荷重の組合せ	許容応力度の割増し
死荷重+土圧力	1.0
死荷重+土圧力+風荷重	1.5

4. 4. 4 地盤の諸定数

地盤の諸定数は、現地の土質定数を勘案して決定するものとするが、盛土部で十分な土質調査資料が無い場合は以下の数値を用いる。

内部摩擦角	$\phi = 25^\circ$	$\delta = \phi / 3$
単位重量	$= 1.7 \text{ t} / \text{m}^3$	
粘着力	$C = 0.0 \text{ t} / \text{m}^2$	
横方向地盤反力係数	$K = 1.0 \text{ kg} / \text{cm}^3$	

4. 4. 5 遮音板、遮音壁の安全性

- (1) 遮音板の形状寸法は、所定の支柱間隔に適合し、各板相互に目違いの生じないものとする。
- (2) 道路、鉄道と交差する箇所などで遮音板の落下防止装置が必要と認められる場合は、設置するものとする。
- (3) 遮音壁に車両の衝突などで支柱の落下防止装置が必要と認められた場合は、設置するものとする。

5. 木製遮音壁の細部設計と施工指針

5.1 設計の基本条件

木製遮音壁の設計に当たっては、以下の細部設計例に示す基本条件を参考にして検討する。

「解説」

本木製遮音壁は日本道路公団の定める「標準的な遮音壁の形状及び構造」が、「遮音壁標準設計図集」に示されているもの以外の形状及び材料であるので、その設計に当たっては、新しく検討を加え実施する必要がある。

検討の際、主要な検討項目（条件）として次に示す項目がある。

すなわち、木製遮音板の許容応力度、設置位置、支柱間隔及び支柱サイズ、遮音壁高、及び土工部基礎（鋼管基礎、直接基礎）等について構造安全性の検討を行う。

5.1.1 壁体支持架構

1) 設置位置

木製遮音壁の設置位置を本設計例では次のとおりとする。

- a. 「土工部」（盛土斜面部、保護路肩・盛土築堤部）
- b. 「橋梁部」（高欄天端、高欄背面）

「解説」

木製遮音壁の設置位置を「土工部」と「橋梁部」し、土工部はその中を大きく2タイプに分け「盛土斜面部」（Type-1）と「保護路肩・盛土築堤部」（Type-2）及び壁高欄（Type-3）への設置例として検討する（表5-1参照）。

2) 支柱

a. 支柱間隔

支柱間隔は支柱間隔3m、2mを標準とする。

b. 支柱の設計

- ① 支柱に作用する荷重は、支柱自重、遮音板自重、土留板自重、土

圧、風荷重とする。

②支柱は基礎位置を固定端とする片持ち梁として設計する。

c. 支柱のサイズ

この設計例では、支柱はH型鋼を使用し、支柱サイズは使用場所によって下記のとおりとする。

- | | |
|-----------------|------------------|
| ①「土工部」盛土斜面 | H-175×175×7.5×11 |
| 同部 保護路肩・盛土築堤部 | H-150×150×7×10 |
| ②「橋梁部」高欄天端・背面両部 | H-125×125×6.5×9 |

「解説」

支柱間隔は、木製遮音壁の形状から「土工部」で支柱間隔3m、「橋梁部」での壁高欄設置は2mをそれぞれ標準としてここでは検討する。

支柱サイズは、支柱間隔と遮音壁高及び設置場所により異なる。「遮音壁設置要」に基づき、上記サイズを木製遮音壁に採用する。

3) 遮音板

a. 遮音板の設計

遮音板は、 150kg/m^2 の荷重を受ける単純梁として設計する。部材の応力度は許容応力度以下とする。

b. 遮音壁高

遮音壁高は3mを標準とする。

c. 遮音板

ここでは、木製遮音板は下記の3種とする。

500（高さ）×3600（長さ）×85（幅）

500（高さ）×2960（長さ）×85（幅）

500（高さ）×1960（長さ）×85（幅）

「解説」

遮音壁高は、「土工部」及び「壁高欄」とも「遮音壁設計要領」に基づき、壁高3mとしてある。

木製遮音壁の形状は、前項の「木製遮音壁の形状」の通り、壁幅3600mmのもの（取り付け金物が必要）、壁幅2960mm（H形鋼に落とし込み）および壁幅1960mm（高欄用、H形鋼へ落とし込み）である。実際の施工に際しては、「土工部」に設置する場合はコンクリート板と組み合わせて使用する。

すなわち、土工部での設置は1段目は高さ50cmのコンクリート板をH形鋼内部に落とし込み、その上に高さ50cm木製遮音壁を5枚上記要領で設置し、壁高欄には鉄筋コンクリート基礎での壁高欄上に直接設置する。なお、ここに使用するコンクリート板のサイズは500×296×90、300×296×90の2種類である。

4) 土留板

「土工部」に使用する土留板はコンクリート板の土留板を使用し、そのサイズは下記のとおりである。

コンクリート土留板	2960×500×90
	2960×300×90
	2960×500×120

「解説」

「土工部」の盛土斜面部の場合は、厚さ120mmと90mmの2種類の土留板を使用し設置に当たっては厚さ120mm板を最下部に、その上に厚さ90mm板を設置する。保護路肩・盛土築堤部では、高さ300mm、厚さ90mm板を1枚基礎部上に設置する。

いずれの場合でも、土留板の上にはコンクリート板が設置されることになる。

5. 1. 2 基礎

1) 基礎の設計

a. 杭基礎

基礎杭の設計は水平方向の安定、杭本体の検討を行うものとし、計算に当たっては斜面の影響を考慮し、かつ風荷重を作用させるものとする。

① 鋼管の厚さは、強度計算上必要な厚さに、腐食による減厚を加えたものとし、最小9mmとした。

② 鋼管の最小径はφ40mmとする。

③ 計算に当たっては次の項目について検討する。

- ・杭長の決定と安定計算
- ・水平方向安定度照査

b. 直接基礎

直接基礎の設計は、地盤の支持力、転倒及び滑動に対する安定、躯体の断面力について検討する。この場合、基礎根入れ部の全面抵抗土圧は原則として無視する。

2) 基礎

「土工部」の基礎には、設置場所に応じて下記の鋼管基礎杭及び直接基礎を使用する。

鋼管基礎杭 $\phi 400 \times 9 \times 4800$

$\phi 400 \times 9 \times 3600$

直接基礎 700 (高さ) $\times 1300$ (幅) \times (長さは支柱間隔に応じ変化)

「解説」

「土工部」盛土斜面部の場合は、鋼管基礎杭とし、保護路肩・盛土築堤部では、場合に応じ、鋼管基礎杭か直接基礎杭とする。

5. 1. 3 壁体支持架構の材料、寸法、形状、及び基礎

以上の木製遮音壁設計例にみられる、材料、寸法等は、まとめると次表のとおりとなる。ここでの検討結果は付録の施工標準図に示した。

表5-1 壁体支持架構の材料、寸法、形状及び基礎

●印はタイプの異なる部分

施工部別設置位置		土 工 部				橋 梁 部	
		盛土斜面部		保護路肩・盛土築堤部		高欄天端取り付	高欄背面取り付
Type		1-A	1-B	2-A	B C D	3-A	3-B
支柱	3.0m	○	○	○	○ ○ ○ ○	-	-
間隔	2.0m	-	-	-	- - - -	○	○
遮音壁高	3.0(コンクリート板0.5含)	○	○	○	○ ○ ○ ○	-	-
	3.0m	-	-	-	- - - -	○	○
支柱	H-175×175×7.5×11	○	○	-	- - - -	-	-
	H-150×150×7×10	-	-	○	○ ○ ○ ○	-	-
	H-125×125×6.5×9	-	-	-	- - - -	○	○
遮音板	木製遮音板						
	500(H)×3600(L)×85(W)	●	-	●	- ● - -	-	-
	500(H)×2960(L)×85(W)	-	●	-	● - - ●	-	-
	500(H)×1960(L)×85(W)	-	-	-	- - - -	○	○
	コンクリート板 500×296×90	○	○	-	- - - -	-	-
	コンクリート板 300×296×90	-	-	○	○ ○ ○ ○	-	-
土留板	コンクリート 2960×500×90	○	○	-	- - - -	-	-
	コンクリート 2960×300×90	-	-	○	○ ○ ○ ○	-	-
	コンクリート 2960×500×120	○	○	-	- - - -	-	-
基礎	鋼管杭基礎 φ400×9×4800	○	○	-	- - - -	-	-
	φ400×9×3600	-	-	●	● - - -	-	-
	直接基礎 700(H)×1300(W)	-	-	-	- - ● ●	-	-
施工標準図(別添)		1	2	3	4 5 6	7	8

5. 2 木製遮音壁の施工指針

① H型鋼の支柱間に遮音板を落とし込む場合、最初の1段目にコンクリート製遮音板を落とし込み、次いで2段目から順次木製遮音板を落とし込む。

なお、木製遮音板に固定金具の付いているものは、H型鋼の道路側面に固定していく。

② 笠木を必要とする場合は、最後の遮音板を落とし込んだ後遮音板頂部に取り付ける。

「解説」

接地面に直接木製遮音板を設置しないことによって、木製遮音板の耐久性の向上と、万一接地面付近で火災が発生した場合の遮音壁への延焼を、できるだけ小さくするよう考慮してある。

遮音板の落とし込みに際しては遮音板間に隙間のないよう落とし込むことと、できる限り接地面に平行に落とし込む必要がある。そうでないと、最終の遮音板を落とし込んだ時点で隣の遮音板の頂部と当該遮音板頂部が揃わなくなり、完成後の外観が非常に悪くなるので注意を要す。

6. 木製遮音壁壁体の製造

6. 1 製材工程

- ① 若齢小径材の製材工程では、樹種により成長応力に留意し木取法を検討し対応の必要がある。
- ② アテ材は、反狂方向を見定め、人工乾燥時の積積で狂いを解消し得る木取設定を考慮すべきである。

「解説」

造林木若齢小径材の成長応力の顕著な樹種およびアテ材は共に反狂方向を見定める必要がある。正角に近い形状断面では積層方向に、矩形断面で厚さ方向に積層する場合は遮音壁面に当たる幅面を、夫々反狂側とする等の製材時の対応が必要である。また、芯割り材として利用する場合は、成長応力の顕著な樹種では、ツイン丸鋸あるいはツイン帯鋸により素正角とした上で芯割りを行う等の木取処置が必要となろう。製材寸法は、次工程の乾燥代・切削代の上乗せはいうまでもない。

6. 2 乾燥工程

乾燥は天然乾燥、人工乾燥のいずれでも差支えない。

ただし、若齢小径材の芯割り材およびアテ材については、比較的高温の圧縮人工乾燥を施す必要がある。

仕上げ含水率は、製材素材で85mm以上の正角材の場合は20%以下、厚さ75mm以下の平割り材では18%以下を標準としたい。

「解説」

乾燥方法は、天然乾燥または人工乾燥とするも、仕上げ含水率は表記以下に押さえる必要がある。

含水率の測定方法は、材面より15mm以上の深部の平均値を測定し得る含水率計を使用する。使用する含水率計は、測定含水率付近の検量検定の完了した機器を使用する必要がある。

若齢芯割り材およびアテ材は人工乾燥とし、積積では芯割平割り材は木表側を、アテ材は湾曲凹面を夫々下側にして積む配慮が必要であろう。

圧縮圧は積木加圧 0.1kg/cm²程度を標準に考える。

人工乾燥のスケジュールは、85℃(DBT)以上の高温スケジュールが望ましい。

6. 3 切削工程

壁材の切削加工は、製品の寸法精度保持の面からモルダー加工を原則とする。幅接面は、「雇い実」加工を原則とするが、壁材の接着工法の場合のモルダーによる幅接波型フィンガー工法は差支えない。

「解説」

幅接は、壁板間の隙間防止と音の漏洩防止を兼ね「雇い実」加工を原則とするが、壁板のパネル化を接着加工としモルダーによる幅接波型フィンガー加工の場合、切削面の平滑度は接着加工に対応し得るよう十分留意する必要がある。

切削加工仕上げについて、

1) ボルト等によるパネル組立の場合

- ① 積層方向の寸法精度は組立後の寸法補修は不可能のため厳密に行う。
- ② 雇い実を含む積層面の切削は、積層時の隙間のない平面度を保持し得られ、さらに寸法精度を保持し得られれば、面の切削荒さは差支えない。
- ③ 壁体表面の仕上げは、荒仕上げでも差支えない。

2) 接着加工によるパネル組立の場合

- ① 積層面は接着に必要な平滑度とする。
- ② 防腐・難燃処理の場合は、処理後に「雇い実」・幅接フィンガー共に接着面向けの切削加工を行う。
- ③ 他の材面の仕上げは前項と同様。

6. 4 防腐・難燃処理

使用薬剤については、3. 2 防・耐火性能および3. 3 耐久性能の項参照の上、使用薬剤の処方に従って処理する。

「解説」

1) 薬剤の含浸処理の場合、

- ① 処理の前後に計量の上、含浸量のデータ整理は随時提示可能とする。
- ② 水溶性薬剤含浸後の乾燥は、天然乾燥および人工乾燥のいずれも可能であるが、人工乾燥の場合は使用薬剤の特性に合わせた上、80℃(DBT)以下のスケジュール選択が望ましい。
- ③ 夫々の乾燥仕上がり含水率は6. 2の標準値に準ずる。

2) 薬剤の塗布処理の場合、

木材保護剤等は、塗布処理が一般的な現状であり、刷毛塗り・吹付け等の処理となろうが、調色処理も含めできる限りブラッシングとバフ等による擦込み塗装が望ましい。

6. 5 組立加工

- ① ボルト等の材料で組立てる壁体パネルは、組立後の仕上げ寸法の矯正は難しい場合があるので事前にこれの対策を講じておく必要がある。
- ② 接着組立の場合の接着剤は、耐水性・接着強度ともに構造用集成材の接着剤に準じた品質剤の使用が必要であろう。
- ③ パネル寸法は、壁体構造と支柱への取付け方法により設定寸法は異なるので、十分留意する必要がある。

「解説」

壁体の組立には、隣接パネルとの組付けに雇い実の利用がなされる場合が多く、パネル組立の場合のボルト類のワッシャー・ナット等の金物は実溝の底部に埋込む必要がある。したがって組立て後の指定寸法調整の切削は難しくなるため、各部材は指定寸法に合わせた割付け寸法で全ての切削工程を完了していなければならない。

また、遮音壁として使用中にボルト孔等に滞水現象の可能性もあるので、パネル組立後ボルトの埋込み孔にパテの充填等の処置も必要かと考えられる。

接着組立では、パネル組立後テナー等で隣接パネルの組立溝の切削と指定寸法調整の同時作業によることとなる。

壁体構造と支柱取付けの方法により指定寸法と加工寸法に多少の差異が生ずるのでこれらを十分留意の上、工場による仮組立等の処置も考える必要がある。

7. メンテナンス

7. 1 点検項目と点検方法

木製遮音壁の機能を維持するために、壁面・壁面の接合部材・支柱・壁面と支柱との締結部材・笠木・基礎について、点検要領を定める。

「解説」

木製遮音壁の点検項目は、Ⅰ．音響性能に関するもの、Ⅱ．生物的劣化に関するもの、Ⅲ．非生物的劣化に関するものの3つの分野で構成され、それぞれに遮音壁の機能を維持するために重要と思われる項目を定めた。

Ⅰ．音響性能に関する項目

① 遮音性能

表7-1 遮音性能の点検項目と点検方法

点検項目	点 検 方 法	使 用 器 具	頻 度
透過損失	遮音壁の透過損失を、遮音壁の前後に下記の要領で設置した騒音計により測定する。	普通騒音計2台、1/3オクターブ分析器、レベルレコーダ2台、巻尺	毎年 1回

「解説」

測定は、一連の遮音壁の中で劣化や破損が最も顕著な遮音壁について、周囲から測定の妨げとなる騒音が来ない環境で行うこと。測定場所は遮音壁の外側で壁から1mの地点とし、測定は車両の通行量はその道路での平均的な状況で行うこと。騒音計の1台は遮音壁の道路側で遮音壁から30cmに、もう1台は道路の外側に、それぞれ同じ高さに設置し、JIS Z 8731 に準拠して騒音レベルの O.A. 値と JIS A 1416 に準拠して中心周波数が400Hzと1kHzにおけるバンド音圧レベルを、遮音壁の内外で同時に測定・記録すること。

結果の表現；遮音壁設置時の測定値に比べて、○：3dB以内、△：3～6dBまで、×：6dB以上。

② 吸音性能

表 7 - 2 吸音性能の点検項目と点検方法

点検項目	点 検 方 法	使 用 器 具	頻度
吸音性能	遮音壁表面の状態や吸音材を使用している場合にはその状態を目視で点検し、設置時のそれと比較する。	カメラ	毎年 1回

「解説」

吸音性能を施工現場で測定することは困難なので、遮音壁の表面状態や吸音材を用いている場合にはその劣化の状態を調査すること。

結果の表現；吸音性能に影響する表面状態や吸音材を使用している場合にはその状態が、遮音壁設置時の状態に比べて、○：ほとんど変化無し、△：やや吸音性能が劣化していると予想される状態、×：著しく吸音性能が劣化していると予想される状態。

Ⅱ．生物的劣化に関する項目

③ 変 色

表 7 - 3 生物の変色の点検項目と点検方法

点検項目	点 検 方 法	使 用 器 具	頻度
変色	木材腐朽菌による変色か木材変色菌による変色か判断する。	カメラ	毎年 1回

「解説」

一連の遮音壁の中で変色が顕著な遮音壁を数カ所選び、それらについて調査を行う。変色部の色が褐色か白色の場合は腐朽菌に侵されている恐れがあり、それ以外の色の場合は変色菌による変色で、遮音壁の強度には影響が無いと判断する。

結果の表現；遮音壁設置時の色に比べて、○：ほとんど変化無しか変色菌による変色、△：木材腐朽菌による軽度の変色、×：木材腐朽菌による著しい変色。

④ 腐 朽

表 7 - 4 腐朽の点検項目と点検方法

点検項目	点 検 方 法	使 用 器 具	頻 度
腐朽度	遮音壁の腐朽部分について、釘保持力試験を行う。	鉄丸釘、バネ秤付き釘抜き器	毎年 1回

「解説」

試験は一連の遮音壁の中で腐朽が顕著であると判断される遮音壁について、帯線・褐色方形腐れ・白色海綿状腐れの存在する箇所において、釘保持力試験を行う。

結果の表現；遮音壁設置時の釘保持力に比べて、○：1割までの低下、△：1～2割までの低下、×：2割り以上の低下。

⑤ 虫 害

表 7 - 5 虫害の点検項目と点検方法

点検項目	点 検 方 法	使 用 器 具	頻 度
虫 害	食痕、フラス、孔道や蟻道の有無を遮音壁の表裏に付いて調べる。	ルーペ、カメラ	毎年 2回

「解説」

木材食害虫によって形成された食い跡は食痕と言われ、これが材内部に局所的に進行していったピンホール状のものを孔道と言う。孔道形成の過程で食害虫の残害に虫糞が混じったフラスを孔道内に残したり外へ排出することがある。一方、白蟻によって形成された材表面や内部の通路は蟻道という。白蟻による食害の進行は急なので、蟻道の有無については特に注意して点検する必要がある。虫害の恐れがある場合には、当該箇所の写真撮影を行い、食害虫の種類を識別する。

結果の表現；○：食痕、フラス、孔道が全く認められないか若干認められる、△：食痕、フラス、孔道がかなり認められ、一部は遮音壁を貫通している、×：食痕、フラス、孔道が著しく認められ、蟻道も認められる。

Ⅲ. 非生物的劣化に関する項目

⑥ 変色

表7-6 非生物の変色の点検項目と点検方法

点検項目	点検方法	使用器具	頻度
変色	設置時の色とカラーチャートや写真を用いて比較し、その差を確認する。	カメラ、カラーチャート	毎年 1回

「解説」

非生物の変色には、金属と木材中の化学物質との反応による金属汚染、空気中の酸素と化学物質との反応による酸化変色、主として紫外線による光変色があるが、何れも音響的性質や強度に影響が無いので、一連の遮音壁の中で変色が顕著な遮音壁を数カ所選び、変色の程度を調べる。

結果の表現；遮音壁設置時の色に比べて、○：やや変化している、△：かなり変化している、×：著しく変化している。

⑦ 変形

表7-7 変形の点検項目と点検方法

点検項目	点検方法	使用器具	頻度
変形	遮音壁を構成するパネルやパネル内の部材の遮音壁の本来あるべき面からの突出の程度を測定する。	1m鋼尺、目盛り付き直角定規	毎年 1回

解説：一連の遮音壁の中で変形が顕著な遮音壁を数カ所選び、遮音壁が本来あるべき面に直角定規を当て、その面から変形している部材やパネルの最大変形箇所の表面までの突出量を変形量として測定する。変形にはパネル面内の変形もあるが、それについては隙間の項で測定されるので、本項には含めない。

結果の表現；変形量が、○：パネル厚さの1/4以下、△：パネル厚さの1/4～1/2まで、×：パネル厚さの1/2以上。

⑧ 隙 間

表 7 - 8 隙間の点検項目と点検方法

点検項目	点 検 方 法	使 用 器 具	頻 度
間 隙	支柱とパネルの間、基礎とパネルの間、パネル間、パネル内の部材間の間隙を測定し、設置時の間隙と比較する。	隙間ゲージ、ノギス、鋼尺	毎年 1回

「解説」

一連の遮音壁の中で間隙が顕著な遮音壁を数カ所選び、それらのスパン毎に目視で最も間隙の大きな箇所について、遮音壁表面における幅・長さ・深さを測定すること。

結果の表現；間隙が、○：設置時に比べて1割り以上拡大していない、△：1～3割り拡大しているが、パネル部分の間隙は表面から裏面に連続していない、×：3割り以上拡大しており、パネル部分の間隙が表面から裏面に連続している。

⑨ 機械的損傷

表 7 - 9 機械的損傷の点検項目と点検方法

点検項目	点 検 方 法	使 用 器 具	頻 度
機械的損傷	機械的な損傷が無いことを目視で検査する。	カメラ	毎年 2回

「解説」

遮音壁に外力が加わって、欠けや折損が生じていないことを確認する。

結果の表現；機械的損傷が、○：損傷が無いか軽度の欠けがある、△：顕著な欠けがあるか軽度の折損がある、×：明らかな折損がある。

⑩ 火 災

表 7 - 1 0 火災の点検項目と点検方法

点検項目	点 検 方 法	使 用 器 具	頻 度
火災による劣化	火災による変色や炭化、焼失箇所が無いことを目視で確認する。	カメラ	毎年 2回

「解説」

当該箇所を目視で調査し、場合によっては表面を剥離させてその程度を把握する。

結果の表現；○：火災による変色が無いか軽度の変色や炭化がある、△：顕著な炭化があるが、遮音壁の機能は損ねられていない、×：顕著な炭化や焼失部分があり、遮音壁の機能が損ねられているかその恐れがある。

7. 2 補修指針

7.1項の点検項目に従って点検し、△と判定された項目については、下記の補修を行う。

「解説」

音響性能のうち遮音性能の低下は生物的または非生物的劣化の何れかに起因するので、両者の当該項目自体がその補修指針に従って補修されることで、遮音性能は自ずと改善される。

I. 音響性能に関する項目

- ①遮音性能：生物的または非生物的劣化に伴って生じているので、性能低下の原因に該当する項目の補修指針に従って行う。
- ②吸音性能：吸音材を用いている遮音壁で、吸音材の体積減少や劣化が著しい場合には、吸音材を取り替えること。

II. 生物的劣化に関する項目

- ③変色：変色を引き起こしている生物に効果がある薬剤の塗布または散布。
- ④腐朽：腐朽を引き起こしている生物に効果がある薬剤の塗布または散布。
- ⑤虫害：孔道が遮音壁の表から裏側に貫通している場合には、耐久性の高い接着剤か充填剤で孔道を塞ぐ。蟻道が発見された場合には、被害や巣の規模を調査し、適切な殺蟻または防蟻処理を施す。

III. 非生物的劣化に関する項目

- ⑥変色：補修の必要無し。
- ⑦変形：突出部分の押し込み等による成形や切削等の機械加工による修正並びに凹部への補強部材による補強。
- ⑧隙間：耐久性のある充填剤の充填。
- ⑨機械的損傷：損傷部分の成形または当該部分の除去並びに補強部材による補強。
- ⑩火災：劣化部分の除去と補強部材による補強または充填剤の充填。

7. 3 取り替え時期の判定

7.1項に従って点検し、腐朽・虫害・割れ・そり・隙間・機械的損傷・火災の項目について×と判定された場合には、当該箇所を含む遮音壁の一部または全部を速やかに取り替える。

「解説」

遮音壁の機能に影響を与える上記の劣化は緩やかに進むものから突如として引き起こされるものまでであるので、1項でも×と判定されたので直ちに取替えるというのではなく、劣化進行の特徴を考慮した上で、遮音壁の機能を著しく低下させないように取替え時期を決定すべきである。さらに、遮音壁の機能が著しく低下していないと思われる場合でも、7.1項の全ての項目が○と判定されなくなった場合には、全体的に寿命が近づいているので、1年後を目処に取り替え計画を立てること。

7. 4 点検・補修記録

7.1項に従って実施した点検記録、7.2項に従って実施した補修記録、7.3項に従って実施した取替えの記録を下記の例を参考に作成し、それらの記録を20年間保存するものとする。

「解説」

点検・補修記録には点検項目毎の記号の一つを○で囲むことによって判定を行い、判定が△か×の場合には、対策すべき方法を箇条書きすること。さらに、補修対策に従って行った補修記録を当該覧に記録すること。尚、特記すべき事項がある場合には当該覧に具体的に記入すること。

表 7—1 1 点検・補修記録表の例

点検場所：

分野	点検項目	判定	補修対策	補修記録	特記事項
Ⅰ音響性能	①遮音性能	○ △ ×			
	②吸音性能	○ △ ×			
Ⅱ生物的劣化	③変色	○ △ ×			
	④腐朽	○ △ ×			
	⑤虫害	○ △ ×			
Ⅲ非生物的劣化	⑥変色	○ △ ×			
	⑦変形	○ △ ×			
	⑧隙間	○ △ ×			
	⑨機械的損傷	○ △ ×			
	⑩火災	○ △ ×			

点検実施日： 年 月 日（ ）、天候： 、点検者：

8. 壁体の更新と再利用

8. 1 壁体の更新

取り替え時期が来たと判断されれば、速やかに壁体の更新を行う。

「解説」

7.3項で示される取り替え時期の判断により、取り替えるべき劣化状態になったときは速やかに更新を行うこととする。

8. 2 壁体の再利用

壁体は単に焼却や廃棄をするのではなく、できるだけ再利用を図る。

「解説」

リサイクル使用が可能な環境への毒性の少ない防腐処理を行っておくことが前提となるが、外国で行われているように、廃材をチップ化し、遊歩道、植栽地、運動広場への散布等園芸資材的な利用の可能性もある。

付録 細部設計例

1. 支柱にかかる荷重

ここに、支柱として遮音壁標準設計図集での遮音壁形式別の支柱サイズ表（表 1）から、支柱サイズ H-150×150×7×10 を仮定して検討する。

表 1 支柱サイズ

	支柱設置位置	遮音壁高 (m)	支柱間隔 (m)	支柱サイズ
土 工 部	盛土斜面部	2	4	H-150×150×7×10
		3		H-175×175×7.5×11
		4		H-200×200×8×12
		5		H-250×250×9×14
	保護路肩部	2	4	H-125×125×6.5×9
		3		H-150×150×7×10
		4		H-175×175×7.5×11
		5		H-200×200×8×12
盛土築堤部	2	4	H-125×125×6.5×9	
	3*		H-150×150×7×10	
			H-125×125×6.5×9	
橋 梁 部	壁高欄天端	1	4	H-125×125×6.5×9
		2	4	H-125×125×6.5×9
		3	2	H-125×125×6.5×9
		4	2	H-150×150×7×10
	壁高欄背面	1	4	H-125×125×6.5×9
		2	2	H-125×125×6.5×9
		2	4	H-125×125×6.5×9
		3	2	H-125×125×6.5×9
		4	2	H-150×150×7×10
	ガードレール	3	2	H-125×125×6.5×9

* 盛土築堤部遮音壁高 3 m の支柱サイズ上段は鋼管杭基礎、下段は直接基礎の場合である。

表 2 支柱の諸元

	W_{N1} (t/m)	A (cm)	Z (cm)
H-125×125×6.5×9	0.0238	30.31	136
H-150×150×7×10	0.0315	40.14	214
H-175×175×7.5×11	0.0402	51.21	330
H-200×200×8×12	0.0499	63.53	472
H-250×250×9×14	0.0724	92.18	867

①荷重強度

WN1 (支柱の重量) (Type-1は1-A, 1-B共通、Type2は2A~D共通)

Type-1 $N = 0.0402 \text{ t/m} \times (h (=3.0) + 1.0) = 0.1608 \text{ t}$

$H = K h (=0.2) \times N = 0.0322 \text{ t}$

$M = 1/2 \times H \times (h + 1.0) = 0.0644 \text{ t}$

Type-2 $N = 0.0315 \text{ t/m} \times (h (=3.0) + 0.3) = 0.1040 \text{ t}$

$H = K h (=0.2) \times N = 0.021 \text{ t}$

$M = 1/2 \times H \times (h + 0.3) = 0.0347 \text{ t}$

WN2 (遮音板自重)

Type-1-A $N = \text{木製板単位重量}(W_2) \times l (\text{支柱間隔} + 0.6) \times h_1$
 $+ \text{コンクリート板重量}(W_2) \times \text{支柱間隔} \times h_2$
 $= 40 \times 3.6 \times 2.5 + 225 \times 2.96 \times 0.5 = 996 \text{ kg}$

$H = K h \times N = 0.2 \times 996 = 199.2 \text{ kg}$

$M = ((h = h_1 + h_2) / 2 + 1.0) \times H = 498.0 \text{ kg}$

Type-1-B $N = 40 \times 2.96 \times 2.5 + 225 \times 2.96 \times 0.5 = 629.0 \text{ kg}$

$H = 0.2 \times 629.0 = 125.8 \text{ kg}$

$M = (3.0 / 2 + 1.0) \times H = 314.5 \text{ kg}$

Type-2-A, C $N = 996 \text{ kg}$

$H = K h \times N = 199.2 \text{ kg}$

$M = H \times (h / 2 + 0.3) = 358.6 \text{ kg}$

Type-2-B, D $N = 40 \times 2.96 \times 2.5 + 225 \times 2.96 \times 0.5 = 629.0 \text{ kg}$

$H = 0.2 \times 629.0 = 125.8 \text{ kg}$

$M = (3.0 / 2 + 1.0) \times H = 314.5 \text{ kg}$

WN3 (土留板自重)

$$\begin{aligned} \text{Type-1-A, B} \quad N &= (\text{上段}225\text{kg/m}^2 + \text{下段}300\text{kg/m}^2) \times 2.96 \times 1.0 \\ &= 1554\text{kg} \end{aligned}$$

$$H = K h \times N = 310.8\text{kg}$$

$$M = 1.0/2 \times H = 155.4\text{kg}$$

$$\begin{aligned} \text{Type-2-A} \sim \text{D} \quad N &= 225 \times 2.96 \times 0.3 \\ &= 199.8\text{kg} \end{aligned}$$

$$H = K h \times N = 39.96\text{kg}$$

$$M = 0.3/2 \times H = 5.994\text{kg}$$

WH1 (風荷重)

$$\begin{aligned} \text{Type-1-A} \quad H &= P \times l \times (h+0.05) \\ &= 150 \times ((3.6 \times 2.5) + (3.0 \times (0.5+0.05))) = 1597.5\text{kg} \end{aligned}$$

$$M = H \times (1/2) \times (h+0.05) + 0.95 = 3195.0\text{kg}$$

$$\text{Type-1-B} \quad H = 150 \times ((2.96 \times 2.5) + (3.0 \times (0.5+0.05))) = 1357.5\text{kg}$$

$$M = H \times (1/2) \times ((h+0.05) + 0.95) = 2715.0\text{kg}$$

$$\text{Type-2-A, C} \quad H = P \times l \times (h+0.05) = 1597.5\text{kg}$$

$$M = H \times (1/2 \times (h+0.05) + 0.25) = 2835.5625\text{kg}$$

$$\text{Type-2-B, D} \quad H = 150 \times ((2.96 \times 2.5) + (3.0 \times (0.5+0.05))) = 1357.5\text{kg}$$

$$M = H \times (1/2) \times ((h+0.05) + 0.95) = 2715.0\text{kg}$$

WH2 (土圧強度)

$$\begin{aligned} \text{Type-1-A, B} \quad N &= (1/2) \cdot K A \cdot \sin \delta \cdot y^2 \cdot l \cdot r (\text{t/m}^3) \\ &= (1/2) \times 0.309 \times 0.1392 \times 0.95 \times 0.95 \times 3.0 \times 1.7 (\text{t/m}^3) \\ &= 0.099\text{t} \end{aligned}$$

$$H = (1/2) \times K A \cdot \cos \delta \cdot y^2 \cdot l \cdot r (\text{t/m}^2)$$

$$= (1/2) \times 0.309 \times \cos(\phi/3) \times 1.0 \times 3.0 \times 1.7$$

$$= (1/2) \times 0.309 \times 0.9903 \times 0.95 \times 0.95 \times 3.0 \times 1.7$$

$$= 0.7042\text{t}$$

$$M = (1/6) \cdot K A \cdot \cos \delta \cdot y^3 \cdot l \cdot r (\text{t/m}^2)$$

$$= 0.2230\text{t}$$

$$\text{Type-2-A} \sim \text{D} \quad N = (1/2) \times 0.309 \times 0.1392 \times 0.25 \times 0.25 \times 3.0 \times 1.7$$

$$= 0.0069\text{t}$$

$$H = (1/2) \times 0.309 \times 0.9903 \times 0.25 \times 0.25 \times 3.0 \times 1.7$$

$$= 0.0488t$$

$$M = (1/6) \times 0.309 \times 0.9903 \times 0.25 \times 0.25 \times 0.25 \times 3.0 \times 1.7$$

$$= 0.0041t$$

表3 支柱荷重計算表

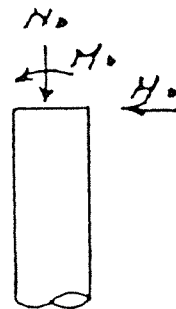
	Type-1-A ()はB			Type-2-A,C ()はB,D		
	N(t)	H(t)	M(tm)	N(t)	H(t)	M(tm)
風荷重	—	1.60	3.20	—	1.60	2.84
	—	(1.36)	(2.72)	—	(1.36)	(2.41)
支柱自重	0.16	0.03	0.06	0.10	0.02	0.03
遮音板自重	1.00	0.20	0.50	1.00	0.20	0.36
	(0.63)	(0.13)	(0.31)	(0.63)	(0.13)	(0.31)
土留板自重	1.55	0.31	0.16	0.20	0.04	0.01
常時土圧	0.10	0.70	0.22	0.01	0.05	0.004
風荷重時合計	2.81	2.84	4.14	1.31	1.91	3.244
	(2.44)	(2.53)	(3.47)	(0.94)	(1.60)	(2.764)

注) () 内以外の値は共通で計算

②断面力の算出

Type-1-A N0=2.81t Type-1-B N0=2.44t
 H0=2.84t H0=2.53t
 M0=4.14tm M0=3.47tm

Type-2-A,C N0=1.31t Type-2-B,D N0=0.94t
 H0=1.91t H0=1.60t
 M0=3.244tm M0=2.764t



③支柱の応力度

支柱の応力度は断面力の大きい状態で行う。すなわち、

$$\sigma = N/A \pm M/Z < \sigma_{sa} = 1400 \times 1.5 = 2100 \text{ kg/cm}^2$$

ここに、A=柱の断面積

Z=柱の断面係数

次表計算値の通りである。

表4 支柱応力度計算表

		Type-1-A ()はB	Type-2-A, C ()はB, D
支柱 (H形鋼)	サイズ	H-175×175×7.5×11	H-150×150×7×10
	A cm ²	51.21	40.14
	Z cm ³	330	214
断面力	N t	2.81 (2.44)	1.31 (0.94)
	M tm	4.14 (3.47)	3.244(2.764)
応力度 $\sigma \text{ kg/cm}^2$	N/A+M/Z	1309 (1099)	1548 (1315)
	N/A-M/Z	-1199 (-1003)	-1483 (-1268)
荷重状態		風荷重時	風荷重時

2. 杭基礎（鋼管杭）の設計

「遮音壁設計要領」によると、設計の基礎は

基礎杭の設計は水平方向の安定、杭本体の断面力について検討を行うものとし、計算に当たっては斜面の影響を考慮し、かつ風荷重を作用させるものとする。

鋼管杭は

- (1) 鋼管の厚さは強度計算上必要な厚さに、腐食による減厚を加えたものとし最小9mmとする。
- (2) 鋼管の最小径はφ400mmとする。

鋼管の管径は、変位量、杭体応力度により定まる径のほか、杭打ち込みの施工誤差を考慮して最小径を定めたもので、支柱の寸法により鋼管径は次の値を標準とする。

H-125×125～H-200×200 φ=400mm

H-250×250 φ=500mm

ここでは、Type-1、Type-2ともφ=400mmで対応する。

(1) 杭 長

安定計算

a. Type-1(A, B共通)

基礎杭の安定計算は、地表面より1.0m下がった面（杭の有効水平土かぶり4・D）を杭の仮想地表面と仮定し、杭の必要根入れ長を算定する。

1) 仮想地表面に作用する断面力

常時土圧

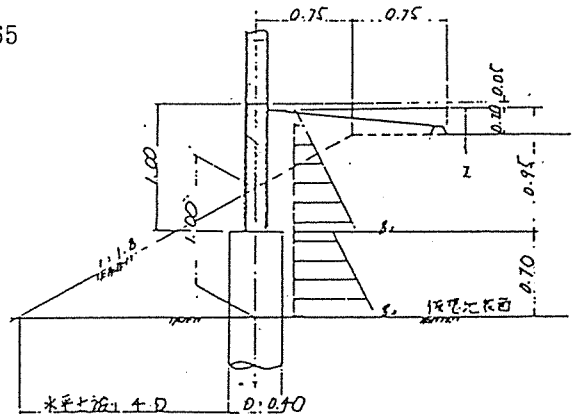
$$K_A = 0.309 \quad Z_1 = 0.95 \quad Z_2 = 0.95 + 0.70 = 1.65$$

$$K_{AH} = K_A \cdot \cos \delta = 0.309 \times 0.9903 \\ = 0.306$$

$$K_{AV} = K_A \cdot \sin \delta = 0.309 \times 0.1392 \\ = 0.043$$

$$q_1 = r \cdot K_{AH} \cdot Z_1 = 1.7 \times 0.306 \times 0.95 \\ = 0.49 \text{ t/m}^2$$

$$q_2 = r \cdot K_{AH} \cdot Z_2 = 1.7 \times 0.306 \times 1.65 \\ = 0.85 \text{ t/m}^2$$



$$HA = (1/2) \times (q_{1H} + q_{2H}) \times (Z_2 - Z_1) \times D$$

$$= 0.18t$$

$$VA = (HA \times K_{AV}) / K_{AH} = (0.18 \times 0.043) / 0.306$$

$$= 0.03t$$

土圧の作用位置

$$h = Z_2 - Z_1 = 1.65 - 0.95 = 0.70$$

$$y = (h/3) \times (2 \times q_1 + q_2) / (q_1 + q_2) = (0.7/3) \times (2 \times 0.49 + 0.85) / (0.49 + 0.85)$$

$$= 0.32m$$

杭の自重

$$N = (1/4) \times (3.142 \times D^2) \times h \times r = (1/4) \times (3.14 \times 0.4 \times 0.4) \times 0.70 \times 2.5$$

$$= 0.22t$$

$$H = N \cdot K_h = 0.22 \times 0.2 = 0.04t$$

断面力の集計

表5 断面力集計表

	N (t)	H (t)	y (m)	H · y (tm)
杭上面荷重	2.81 (2.44)	2.84 (2.53)	0.70	6.13* (5.24)
常時土圧	0.03	0.18	0.32	0.06
杭自重	0.22	-	-	-
合計	3.06 (2.69)	3.02 (2.71)	-	6.19 (5.30)

注) * $HY = M + H \cdot y = 4.14 + 2.84 \times 0.70 = 6.13tm$
 $HY = 3.47 + 2.53 \times 0.7 = 5.24$
 ()はType-1-B

2) 必要根入れ長の算定

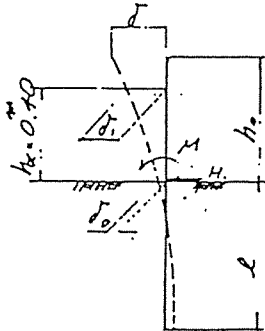
杭は仮想地表面より地上に突出している杭頭自由な杭とし、下記の2ケースについて検討する。

杭径 $D=0.4\text{m}$ $t=9\text{mm}$

杭の根入れ長 $l=4.8\text{m}$ (仮定値)

(a) 弾性床土上の有限長の杭とした場合 (Changの方法)

仮想地表面上の突き出し部は、杭の剛度が一定であると仮定し、杭の解法には、小林勲、小林行道両氏の作成図表を用いる。



横方向地盤反力係数 $K=0.5 \text{ kg/m}^3$

杭の断面二次モーメント $I=0.000211\text{m}^4$

杭の弾性係数 $E=21 \times 10^6 \text{ t/m}^2$

$\beta = \sqrt[4]{(K \cdot D)/(4 \times E \cdot I)} = 0.326\text{m}^{-1}$

荷重状態は断面決定される風荷重時にて検討する。なお、()はType-1-B。

$M=6.19(5.30)\text{tm}$ $H=3.02(2.71)\text{t}$ $h_0=M/H=2.05(1.96)$

$h_0/l=2.05(1.96)/4.80=0.43(0.41)$ $\beta \times l=0.326 \times 4.80=1.56$

仮想地表面の変位量 δ_0

図表より $K \delta_0=1.35$ を求めると、変位量 δ_0 は、

$$\begin{aligned} \delta_0 &= K \delta_0 \cdot H / (E \cdot I \cdot \beta^3) \\ &= 1.35 \times 3.02 / ((21 \times 10^6) \times 0.000211 \times 0.326^3) \\ &\quad (2.71) \\ &= 0.026(0.023)\text{cm} \end{aligned}$$

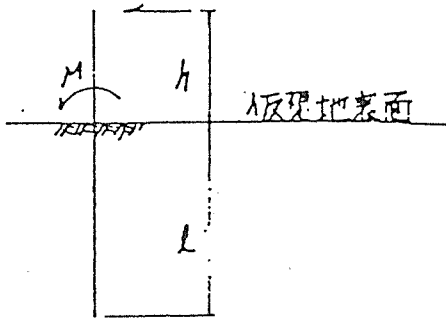
$\therefore \delta_0=26(23)\text{mm} < 30\text{mm}$ であり、根入れ長は仮定値で十分である。

(b) Engelの方法による根入れ長の検討

前節では杭の根入れ長は弾性床土上の有限長の杭として検討したが、ここでは杭を剛体と考えEngelの式によって必要根入れ長を検討する。すなわち、地盤反力を二次曲線と仮定し、最大地盤反力が抵抗土圧を越えない根入れ長を求める。

$$C_p \cdot r \cdot B \cdot l^3 - 9 \cdot H \cdot l - 12 \cdot M = 0$$

上式中：



C_p : 土の受動土圧係数=4.14

但し $\phi = 25$ $\delta = \phi / 3$

r : 土の単位重量=1.7t/m³

B : 杭径 (杭幅) =0.40m

H : 水平力=3.02(2.71)t

M : 曲げモーメント=6.19(5.30)tm

$$4.14 \times 1.7 \times 0.4 \times l^3 - 9 \times 3.02(2.71) \times l - 12 \times 6.19(5.30) = 0$$

$$2.32 l^3 - 27.18(24.39) l - 72.48(63.60) = 0$$

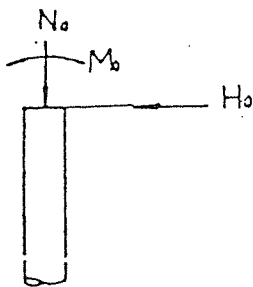
上式を解くと、 $l=4.5(4.2)$ となり、前節で仮定した変位より決まる根入れ長 4.8mはこれを満足する。よって、仮想地表面からの杭の根入れ長は4.8mとする。

b. Type-2-A, B(鋼管杭)

基礎杭の安定計算は、杭上面と本線舗装面との中間点を杭の仮想地表面と仮定し、杭の必要根入れ長を算定する。

必要根入れ長は仮想地表面の杭頭変位量 $\delta = 30\text{mm}$ を越えない根入れ長を求める。

1) 杭上面に作用する断面力



柱間隔 3.0m ()はType-2-B

	$N_0(t)$	$H_0(t)$	$M_0(tm)$
風荷重時	1.31 (0.94)	1.91 (1.60)	3.244 (2.764)

常時土圧

$$K_A = 0.309 \quad Z_1 = 0.25 \quad Z_2 = 0.25 + 0.40 = 0.65$$

$$K_{AH} = K_A \cdot \cos \delta = 0.309 \times 0.9903 \\ = 0.306$$

$$K_{AV} = K_A \cdot \sin \delta = 0.309 \times 0.1392 \\ = 0.043$$

$$q_1 = r \cdot K_{AH} \cdot Z_1 = 1.7 \times 0.306 \times 0.25 \\ = 0.13 \text{ t/m}^2$$

$$q_2 = r \cdot K_{AH} \cdot Z_2 = 1.7 \times 0.306 \times 0.65 \\ = 0.34 \text{ t/m}^2$$

$$H_A = (1/2) \times (q_{1H} + q_{2H}) \times (Z_2 - Z_1) \times D \\ = 0.04 \text{ t}$$

$$V_A = (H_A \times K_{AV}) / K_{AH} = (0.18 \times 0.043) / 0.306 \\ = 0.01 \text{ t}$$

土圧の作用位置

$$h = Z_2 - Z_1 = 0.65 - 0.25 = 0.40$$

$$y = (h/3) \times (2 \times q_1 + q_2) / (q_1 + q_2) = (0.4/3) \times (2 \times 0.13 + 0.34) / (0.13 + 0.34) \\ = 0.17 \text{ m}$$

杭の自重

$$N = (1/4) \times (3.142 \times D^2) \times h \times r = (1/4) \times (3.14 \times 0.4 \times 0.4) \times 0.40 \times 2.5 \\ = 0.13 \text{ t}$$

$$H = N \cdot K_h = 0.13 \times 0.2 = 0.03 \text{ t}$$

2) 断面力の集計

表 6 断面力の集計 ()はType-2-B

		N(t)	H(t)	y(m)	H・y(tm)
風荷重時	杭上面荷重	1.31 (0.94)	1.91 (1.60)	0.40	4.008* (3.404)
	杭自重	0.13	0.03	-	-
	合計	1.44 (1.07)	1.94 (1.60)	-	4.008 (3.404)

注) * $H \cdot y = M + H \cdot y = 3.244 + 1.91 \times 0.4 = 4.008$
 $(2.764)(1.60) \quad (3.404)$

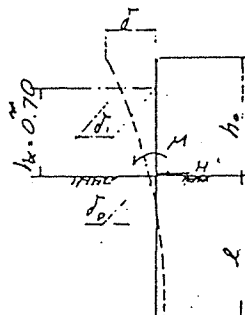
3) 必要根入れ長の算定

杭は仮想地表面より、地上に突出している杭頭自由な杭として下記の2ケースについて検討する。

杭径 $D=0.4\text{m}$ $t=9\text{mm}$
 杭の根入れ長 $l=3.6\text{m}$ (仮定値)

(a) 弾性床土上の有限長の杭とした場合 (Changの方法)

仮想地表面上の突き出し部は、杭の剛度が一定であると仮定し、杭の解法には、小林勲、小林行道両氏の作成図表を用いる。



横方向地盤反力係数 $K=0.5 \text{ kg/m}^3$
 杭の断面二次モーメント $I=0.000211\text{m}^4$
 杭の弾性係数 $E=21 \times 10^6 \text{ t/m}^2$
 $\beta = \sqrt[4]{(K \cdot D)/(4 \times E \cdot I)} = 0.326\text{m}^{-1}$

荷重状態は断面決定される風荷重時にて検討する。()はType-2-B。

$M=3.244(2.764)\text{tm}$ $H=1.94(1.63)\text{t}$ $h_0=M/H=1.67(1.70)$
 $h_0/l=1.67(1.70)/3.60=0.46(0.47)$ $\beta \times l=0.326 \times 3.60=1.17$

仮想地表面の変位量 δ_0

図表より $K \delta_0 = 1.95$ を求めると、変位量 δ_0 は

$$\begin{aligned} \delta_0 &= K \delta_0 \cdot H / (E \cdot I \cdot \beta^3) \\ &= 1.95 \times 1.94 \times 10^3 / ((21 \times 10^6) \times 0.000211 \times 0.326^3) \\ &\quad (1.63) \\ &= 25(21) \text{ mm} \end{aligned}$$

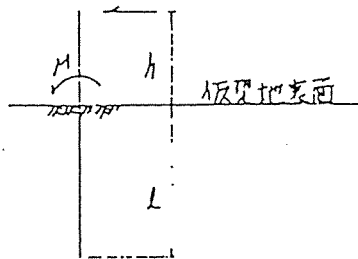
$\therefore \delta_0 = 25(21) \text{ mm} < 30 \text{ mm}$ であり、根入れ長は仮定値で十分である。

(b) Engelの方法による根入れ長の検討

前節では杭の根入れ長は弾性床上の有限長の杭として検討したが、ここでは杭を剛体と考え Engel の式によって必要根入れ長を検討する。すなわち、地盤反力を二次曲線と仮定し、最大地盤反力が抵抗土圧を越えない根入れ長を求める。

$$C_p \cdot r \cdot B \cdot l^3 - 9 \cdot H \cdot l - 12 \cdot M = 0$$

上式中：



C_p : ケーブツの受動土圧係数 = 4.14

但し $\phi = 25$ $\delta = \phi / 3$

r : 土の単位重量 = 1.7 t/m^3

B : 杭径 (杭幅) = 0.40 m

H : 水平力 = $1.94(1.63) \text{ t}$

M : 曲げモーメント = $3.24(2.764) \text{ tm}$

$$4.14 \times 1.7 \times 0.4 \times l^3 - 9 \times 1.94 \times l - 12 \times 3.24 = 0$$

$$(1.63) \quad (2.764)$$

$$2.32 l^3 - 17.46 l - 38.98 = 0$$

$$(14.67) \quad (33.17)$$

上式を解くと、 $l = 3.2(3.3)$ となり、前節で仮定した変位より決まる根入れ長 3.6m はこれを満足する。よって、仮想地表面からの杭の根入れ長は 3.6m とする。

(2) 水平方向安定度照査

「遮音壁設計要領」によると

杭基礎の水平方向安定度照査は、地盤の塑性化を考慮した極限平衡法によるものとする。

水平方向の安定度照査は次式により行う。

$$F_s \leq MR/M_1$$

ここに、 F_s ：転倒に対する安全率で、常時3、風荷重作用時2とする。

MR ：転倒に対する抵抗モーメント($t \cdot m$)

$$MR = (1/3) \cdot 0.7 \cdot L \cdot R_q + 0.3 \cdot L \cdot S_u + (1/2) \cdot 0.3 \cdot L \cdot P$$

M_1 ：転倒モーメント($t \cdot m$)

$$M_1 = M_0 + 0.7 \cdot L \cdot H_0$$

R_q ：回転中心における地盤の極限水平支持力(t)

S_u ：底面の極限せん断抵抗力(t) $(N_0 + W_0) \cdot \tan(2\phi/3)$

N ：底面に作用する鉛直力(t)

P ：水平方向における不釣り合い力(t) $R_q - H_0 - S_u$

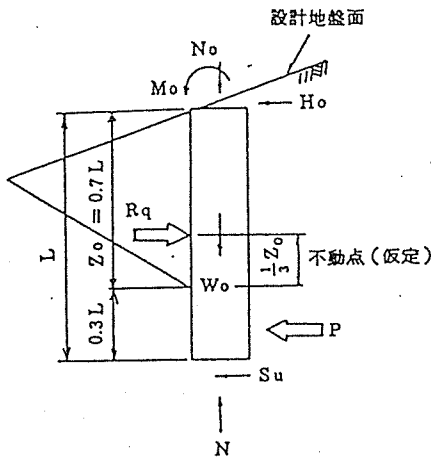


図1 作用力

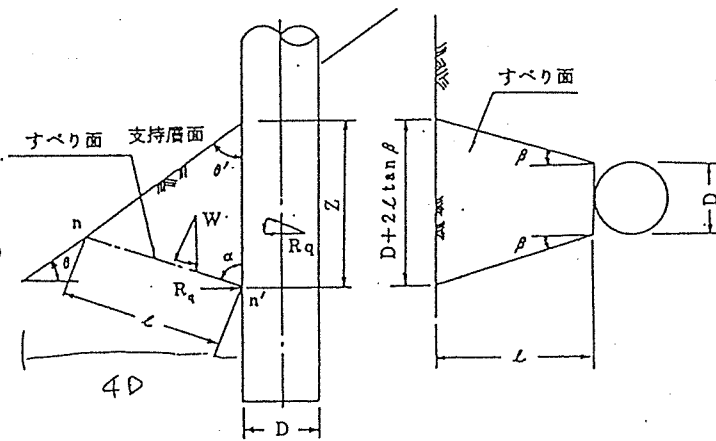


図2 極限水平支持力

極限水平支持力は、図2に示す直線すべり面のせん断抵抗力を最小値とし、次式により求める。

$$Rq = (W \cdot (\cos \alpha + \sin \alpha \cdot \tan \phi) + C \cdot A) / (\sin \alpha - \cos \alpha \cdot \tan \phi)$$

W : すべり面より上の地盤の重量(t)

A : すべり面の面積(m²)

ϕ : 地盤の内部摩擦角(°)

C : 地盤の粘着力(t/m²)

α : すべり角(°) $\alpha = 45 + \phi / 2 + \theta / 2$

β : すべり面の広がり角(°)

一般に、土砂・軟岩 $\beta = 30 + \phi / 3$

硬岩 $\beta = \phi / 3$ とする。

上式のW、Aは次式により求まる。

計 算

$$\theta = 61^\circ$$

$$\theta = 29^\circ$$

$$\alpha = 72^\circ$$

$$\beta = 38^\circ \quad \text{但し、土砂・軟岩とする。}$$

$$L = 4.8\text{m} \quad \text{杭長}$$

$$W_0 = (1/4) \cdot 3.142 \cdot D^2 \cdot L \cdot 2.5 \quad \text{但し、Dは鋼管杭の直径}$$

$$= (1/4) \times 0.4 \times 0.4 \times 4.8 \times 2.5 = 1.51\text{t}$$

$$S_u = 2.41 + 1.51\text{t}$$

$$P = 1.70 - 2.94 - 0.79 = -2.03\text{t}$$

$$M_1 = 4.14(3.47) + 0.7 \times 4.8 \times 2.84(2.53) = 13.68(11.97)\text{t} \cdot (\text{)はType-2-B}$$

$$4 \times D \cdot \tan \theta = Z = D + 2 \cdot l \cdot \tan \beta \quad \text{から、}$$

$$l = (4 \times D \cdot \tan \theta) / (2 \cdot \tan \beta) = 0.55\text{m} \quad \therefore Z = 1.26\text{m}$$

$$R_q = 1.70$$

$$MR = 2.12$$

$$F_s \geq MR/M_1 = 0.15(0.18) \quad F_s = 3 \text{とみても、はるかに計算値より大きい。よって、この基礎杭は水平方向に対し安全である。}$$

(3) 鋼管杭まとめ

以上の計算結果をまとめると次表の通りである。

表7 施工タイプ別鋼管杭

施工タイプ	遮音壁タイプ	杭サイズ	杭長
Type-1	A, B	D=40cm 厚 9mm	4.8m
Type-2	A, B	同上	3.6

3. 直接基礎の設計

(1) 設計の基本

「遮音壁設計要領」によると、

直接基礎の設計は、地盤の支持力、転倒及び滑動に対する安定、躯体の断面力について検討しなければならない。この場合、基礎根入れ部の全面抵抗土圧は原則として無視するものとする。

(2) 直接基礎の安定

1) 許容支持力

常時 $q_a=10t/m^2$
風荷重時 $q_a=10 \times 1.5=15t/m^2$

2) 転倒に対する安定

基礎底面における荷重の作用位置は、基礎外縁端より測って常時においては底面幅の1/3、風荷重時には1/6より内側にしなければならない。

3) 滑動に対する安定

滑動に対しては、原則として基礎底面の滑動のみで抵抗させるものとする。

	安全率
常時	1.5
風荷重時	1.2

①荷重強度

風荷重合計は表5-4bより

$$N1=1.31(0.94) \quad H1=1.91(1.60) \quad M1=3.244(2.764)$$

()はType-2-D

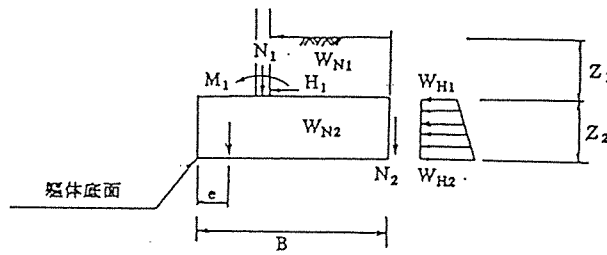


図3 作用荷重

図より

$$\text{載土荷重 } WN1=r1 \cdot Z1 = 1.7 \times 0.2 = 0.34 \text{ (t/m}^2\text{)}$$

$$\text{躯体自重 } WN2=r2 \cdot Z2 = 2.5 \times 0.7 = 1.75 \text{ (t/m}^2\text{)}$$

載土荷重 (断面力)

$$N1=WN1 \times l = 0.34 \times 3.0 \times 1.3 = 1.33$$

$$H1=K h \times N1 = 0.2 \times 1.33 = 0.27$$

$$M1=(0.2/2) \times H1 = 0.03$$

躯体自重

$$N2=WN2 \times l = 1.75 \times 3.0 \times 1.3 = 6.83$$

$$H2=K h \times N2 = 0.2 \times 6.83 = 1.37$$

$$M2=(0.7/2) \times H2 = 0.35 \times 1.37 = 0.48$$

WH1、WH2、N2：土圧強度及び土圧鉛直力

$$\begin{aligned}WH1 &= K A \cdot \cos \delta \cdot Z_1 \cdot r = 0.309 \times 0.9903 \times 0.2 \times 1.7 \\ &= 0.104 \text{ t}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}WH2 &= K A \cdot \cos \delta \cdot (Z_1 + Z_2) \cdot r = 0.306 \times 0.9 \times 1.7 \\ &= 0.47\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}N2 &= K A \sin \delta / K A \cos \delta \cdot (1/2) \cdot (WH1 + WH2) \cdot Z_2 \text{ (t/m)} \\ &= 0.03 \text{ t/m}\end{aligned}$$

$$H2 = (1/2) \times WH2 \times Z \times l = 0.63 \text{ 但し } Z = Z_1 + Z_2 = 0.2 + 0.7 = 0.9$$

$$M2 = (1/3) \times H2 \times Z \times Z \times l = 0.51$$

$$\begin{aligned}N1 &= K A \sin \delta \times (1/2) \times Z_1 \times Z_1 \times l \times r \\ &= 0.04 \times (1/2) \times 0.2 \times 0.2 \times 3.0 \times 1.7 = 0.04\end{aligned}$$

$$H1 = WH1 \times (1/2) \times Z_1 \times l = 0.30$$

$$M1 = (1/3) \times H1 \times Z_1 \times Z_1 = 0.004$$

② 断面力の算出

支柱の設計での断面力に載土荷重と躯体自重及び各部常時土圧を加えて、各断面力を求める。

$$N = 1.31(0.94) + 1.33 + 6.83 + 0.03 + 0.04 = 9.54(9.17) \text{ t}$$

$$H = 1.91(1.60) + 0.27 + 1.37 + 0.10 + 0.47 = 4.12(3.81) \text{ t}$$

$$M = 3.244(2.764) + 0.03 + 0.48 + 0.51 = 4.264(3.784) \text{ t}$$

③ 安定計算

a. 転倒に対する安定

$$e = M/N = 4.48 / 9.54 = 0.47 \geq B/3 = 0.43 \text{ (常時)}$$

$$(4.17)/(9.17) = 0.45$$

$$e = M/N = 0.53 \geq B/6 = 0.22 \text{ (風荷重時)}$$

$$(0.45)$$

但し、B (基礎の幅) = 1.30m

よって、Type-2-C, D とも安定である。

b. 地盤反力

$e \geq B/3$ の場合であるので、

$$q = N/L \cdot (1 \pm 6 \cdot e/B) < q_a = 10 \text{ t/m}^2 \quad (\text{常時})$$

$$10 \times 1.5 \text{ t/m}^2 \quad (\text{風荷重時})$$

$$= (9.54/3.0) \times (1 \pm 6 \times 0.47/1.30) = -3.72 < q_a$$

$$10.08$$

$$(9.17) \quad (0.45) \quad = -3.29$$

$$9.41$$

但し、 L (基礎の長さ) = 3.0m

c. 滑動に対する安定

$$F = \mu \cdot N/H = 0.5N/H \geq 1.5 \quad (\text{常時})$$

$$1.2 \quad (\text{風荷重時})$$

$$= 0.5 \times 9.54/4.12 = 1.20$$

$(9.17)/(3.81) = 1.20$ よって、Type-2-c, d とも安定である。

4. 橋梁部

(1) 橋梁部のタイプ

表 8 に示すように橋梁部は、「高欄天場取り付」タイプ(Type-3-A)と「高欄背面」取り付タイプ(Type-3-B)となる。

(2) 橋梁部の設計

表 8 に示すとおり、支柱間隔は 2 m、遮音壁高は 3 m、支柱は表 5 - 3 により両タイプとも H-125×125×6.5×9 を用いる。

1) 橋梁天場取り付タイプ(Type-3-A)

① 荷重強度

支柱の重量

$$N = 0.0238 \text{ t/m} \cdot h = 0.0238 \times 3.16 (\text{右図参照}) = 0.08$$

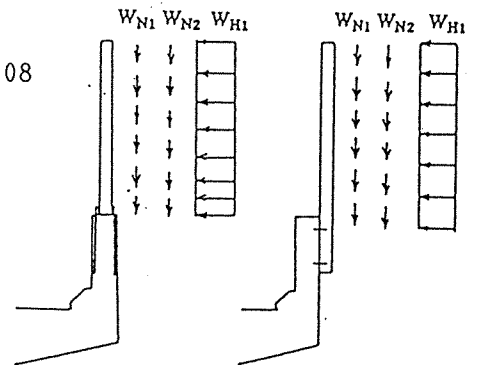
$$H = K h (=0.2) \cdot N = 0.02$$

$$M = (1/2) \cdot H \cdot h = 0.15$$

遮音板自重

$$N = 40/\text{m}^2 \cdot h \cdot l = 40 \times 3.16 \times 2.0 = 252.8 \text{ kg}$$

構造物部
(支柱壁高欄天端取付) (支柱壁高欄背面取付)



$$H = K h (=0.2) \cdot N = 50.6 \text{ kg}$$

$$M = (1/2) \cdot H \cdot h = 80 \text{ kg}$$

風荷重

$$H = P \cdot l \cdot h = 200 \times 3.16 \times 2.0 = 1.26 \text{ t}$$

$$M = H \cdot (1/2) \cdot h = 2.0 \text{ t}$$

表 8 橋梁部支柱荷重計算表

	N	H	M
支柱自重	0.08	0.02	0.15
遮音板自重	0.25	0.05	0.08
風荷重	-	1.26	2.00
風荷重合計	0.33	1.33	2.23

② 支柱の応力度

支柱の応力度は断面力の大きい状態で行う。すなわち、

$$\sigma = N/A \pm M/Z < \sigma_{sa} = 1400 \times 1.5 = 2100 \text{ kg/cm}^2$$

ここに、A = 柱の断面積

Z = 柱の断面係数

$$\sigma = 330/30.31 \pm 2230/1.36 = 1649 (\text{or } -1629) < \sigma_{sa} = 2100$$

よって、安全である。

③ 支柱取り付け部の設計

設計に当たっては次項について検討する。

- (1) アンカーボルトの応力度は許容応力度を越えてはならない。
- (2) コンクリートの付着応力度は許容応力度を越えてはならない。

ボルトに作用する応力度及びコンクリートの付着応力度は次式により求める。

$$\begin{aligned}\sigma &= [(P \cdot h) / (a \cdot \Delta l) \pm (N/n)] / A \\ &= [(200 \times 316) / (2 \times 12) \pm (330/4)] / 4.9 \\ &= 554 \text{ or } 520 (\text{kg/cm}^2) < 1400 \text{kg/cm}^2 \quad \text{よって、安全である。}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_T &= [(P \cdot h) / (a \cdot \Delta l) \pm (N/n)] / (3.1416 \cdot D \cdot l) \\ &= [(200 \times 316) / (2 \times 12) \pm (330/4)] / (3.1416 \times 2.5 \times 85) \\ &= 4.06 \text{ or } 3.82 (\text{kg/cm}^2) < 16 (\text{kg/cm}^2)\end{aligned}$$

よって、安全である。

ここに、

- σ : ボルトに作用する応力度 (kg/cm²)
- σ_T : コンクリートの付着応力度 (kg/cm²)
- P : 支柱に作用する風荷重 (kg)
- h : P の重心位置より固定ボルトまでの距離 (cm)
- Δl : ボルト間隔 (cm)
- N : 軸力 (kg)
- a : 橋軸方向一列当りのボルト本数 (本)
- n : ボルト総本数 (本) ($n=2 \cdot a$)
- A : ボルト一本当り断面積 (cm²)
- l : アンカーボルトの長さ (cm)
- D : アンカーボルトの直径 (cm)

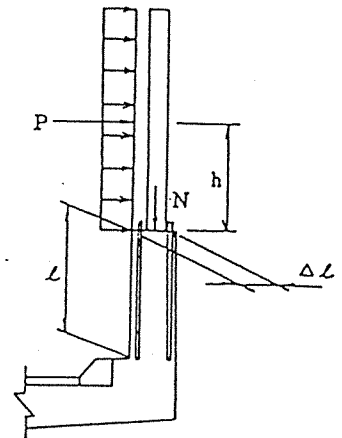


図 4 天端取付型式

2) 橋梁高欄背面取り付タイプ (Type-3-B)

① 荷重強度

支柱の重量

$$N = 0.0238 \text{t/m} \cdot h = 0.0238 \times 3.0 (\text{右図参照}) = 0.07$$

$$H = K h (=0.2) \cdot N = 0.01$$

$$M = (1/2) \cdot H \cdot h = 0.15$$

遮音板自重

$$N = 40/\text{m}^2 \cdot h \cdot l = 40 \times 3.0 \times 2.0 = 240 \text{kg}$$

$$H = K h (=0.2) \cdot N = 48 \text{kg}$$

$$M = (1/2) \cdot H \cdot h = 72 \text{kg}$$

風荷重

$$H = P \cdot l \cdot h = 200 \times 3.0 \times 2.0 = 1.20 \text{ t}$$

$$M = H \cdot (1/2) \cdot h = 1.8 \text{ t}$$

表9 橋梁部背面取り付支柱荷重計算表

	N	H	M
支柱自重	0.07	0.01	0.15
遮音板自重	0.24	0.05	0.07
風荷重	-	1.20	1.80
風荷重合計	0.31	1.26	2.02

②支柱の応力度

支柱の応力度は断面力の大きい状態で行う。すなわち、

$$\sigma = N/A \pm M/Z < \sigma_{sa} = 1400 \times 1.5 = 2100 \text{ kg/cm}^2$$

ここに、A=柱の断面積

Z=柱の断面係数

$$\sigma = 310/30.31 \pm 2020/1.36 = 1495 (\text{or } -1475) < \sigma_{sa} = 2100$$

よって、安全である。

③支柱取り付け部の設計

設計に当たっては次項について検討する。

- | |
|--|
| (1)穿孔式埋込ボルトの応力度は許容応力度を越えてはならない。
(2)穿孔式埋込ボルトの引抜力は許容引抜力を越えてはならない。 |
|--|

ボルトに作用する応力度及び引抜力は次式により求める。

$$\begin{aligned}\sigma &= [P \pm (P \cdot h) / \Delta h] / (n \cdot A) \\ &= [200 \pm (200 \times 150) / 10] / (4 \times 4.9) \\ &= 163 \text{ or } -142 (\text{kg/cm}^2) < 1400 (\text{kg/cm}^2)\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}S &= [P + (P \cdot h) / \Delta h] / n \\ &= [200 + (200 \times 150) / 10] / 4 \\ &= 800 \text{ or } -700 \text{ kg/本} < S_a = 970 \text{ kg/本}\end{aligned}$$

よって、いずれも安全である。

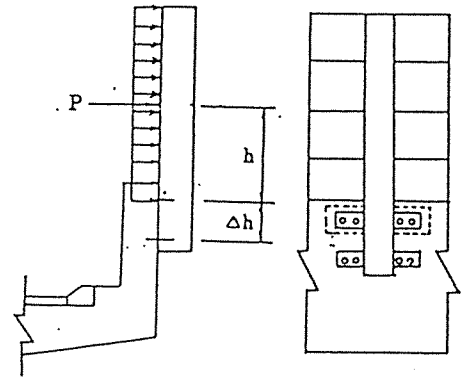


図 5 背面取付型式

ここに、

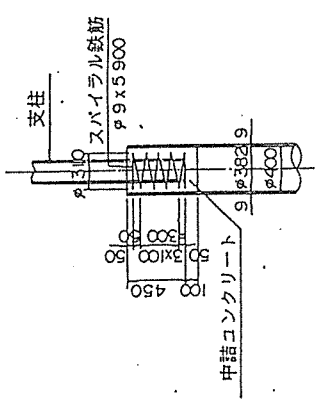
- σ : ボルトに作用する応力度 (kg/cm²)
- S : ボルトに作用する引抜力 (kg)
- P : 支柱に作用する風荷重 (kg)
- h : P の重心位置より固定ボルトまでの距離 (cm)
- Δh : ボルト間距離 (cm)
- N : 軸力 (kg)
- n : 一列当りボルト本数 (本)
(右図波線内を一列とする)
- A : ボルト一本当り断面積 (cm²)

なお、穿孔式埋込ボルト (M20×170) の許容引抜力 $S_a = 970 \text{ kg/本}$

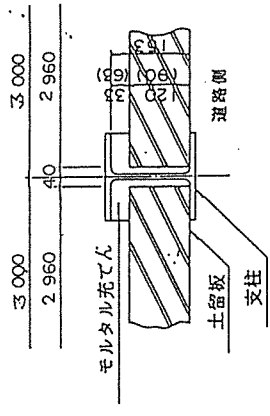
M20×170の許容引抜力は、最大引抜荷重を5800kg、および安全率を6として定めた。

図-1 盛土斜面部-遮音板横固定
-鋼管杭(Type-1-A)

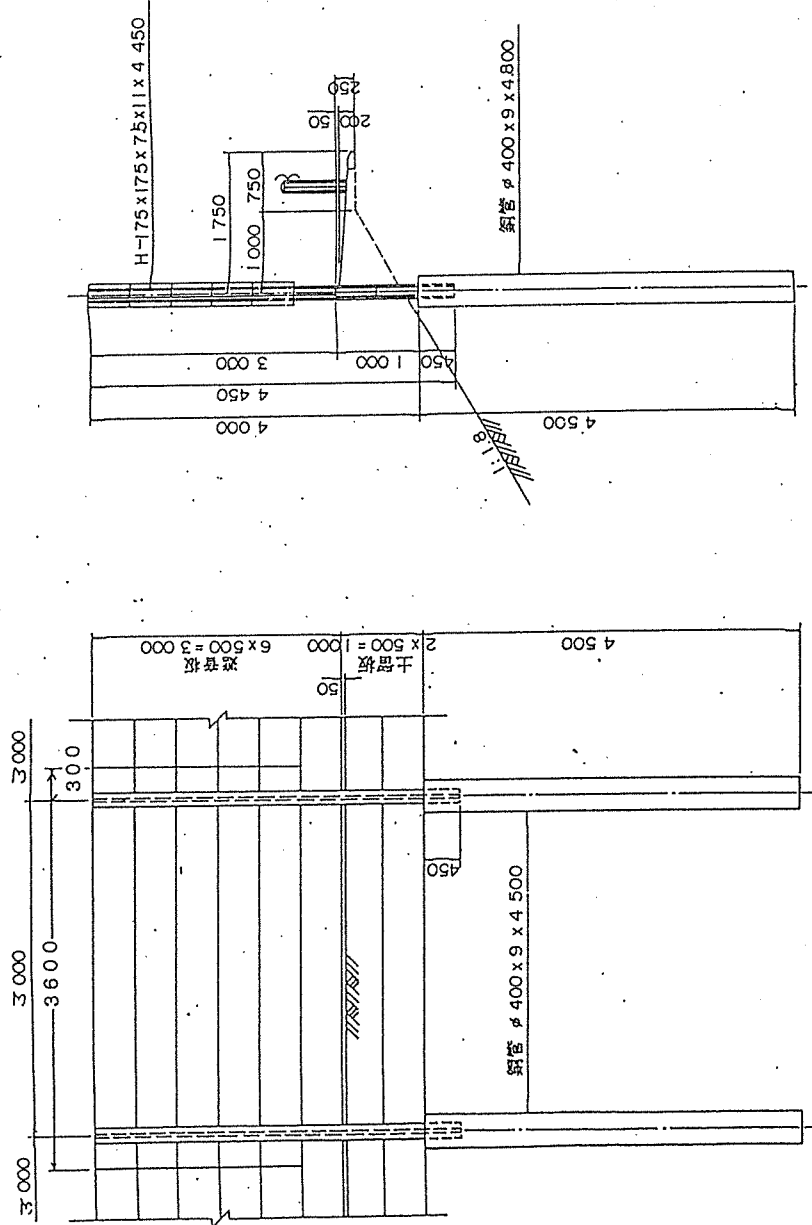
側面図 縮尺 1:40



土留板取付詳糸田図 縮尺 1:10

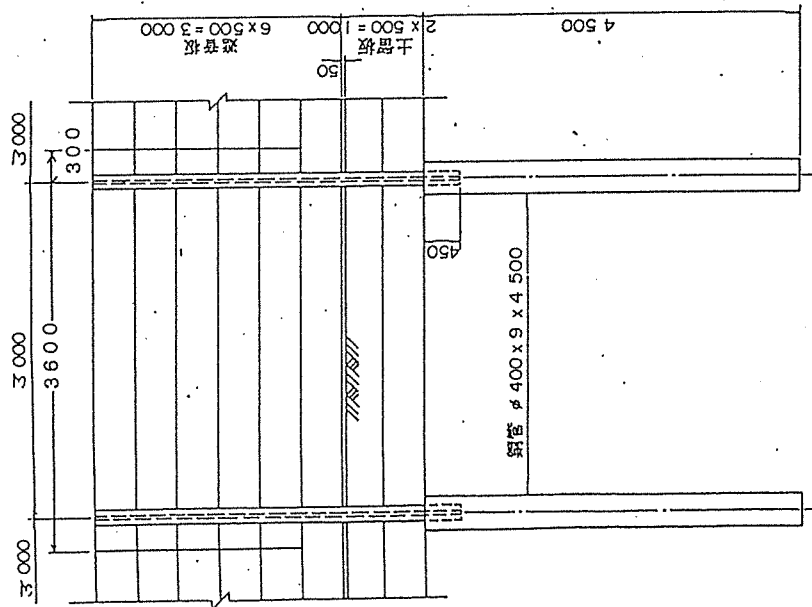


側面図 縮尺 1:60

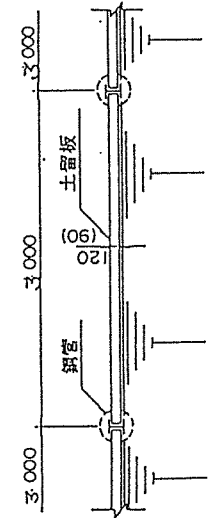


注) 土留板として上段は板厚90mm, 下段は板厚120mmの土留板を用いる。

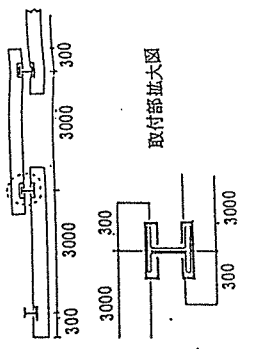
側面図 縮尺 1:45



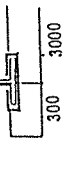
平面図 縮尺 1:45



木基礎遮音壁取付縮尺 1:80
(平面図)



取付部拡大図

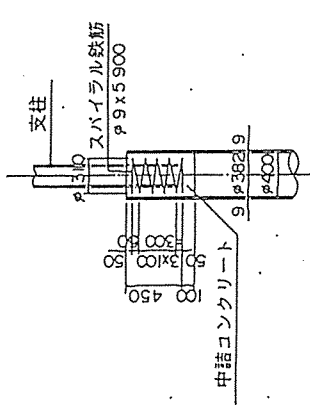


数量表 (3部カ)

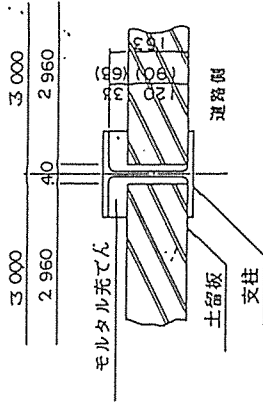
項目	仕様	単位	数量	原単
遮音板	木基礎用 2771mm	枚	1	
鋼管杭	φ400×400	本	1	5341
土留板	2760×500×90	枚	1	7711RCE 向上
鋼管杭	2760×500×120	本	1	0.2 既設土留板
コンクリート	B1-1	m ³	0.06	中詰コンクリート
鋼管杭	A1	m	2	木基礎用遮音壁
鋼管杭	B1-2	m	0.01	土留板上部
鋼管杭	D	m	0.10	向上
鋼管杭	E	m	1.5	

図-2 盛土斜面部一連音板落込
-鋼管杭基礎(Type-I-B)

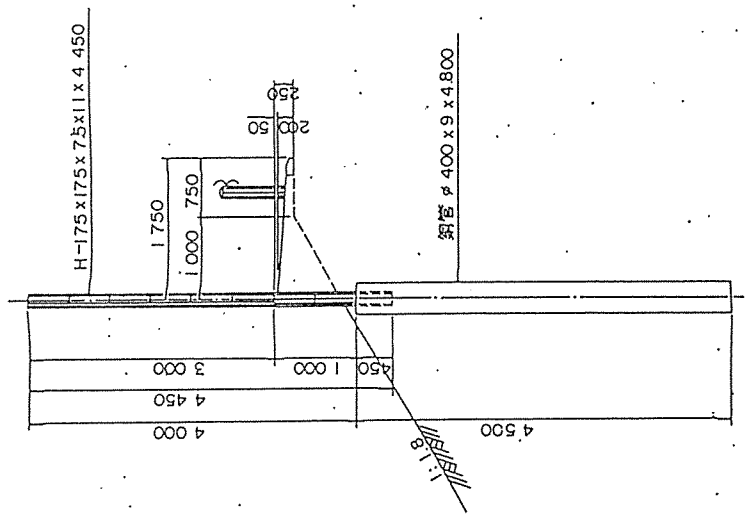
くい貫音管杭断面図 縮尺1:40



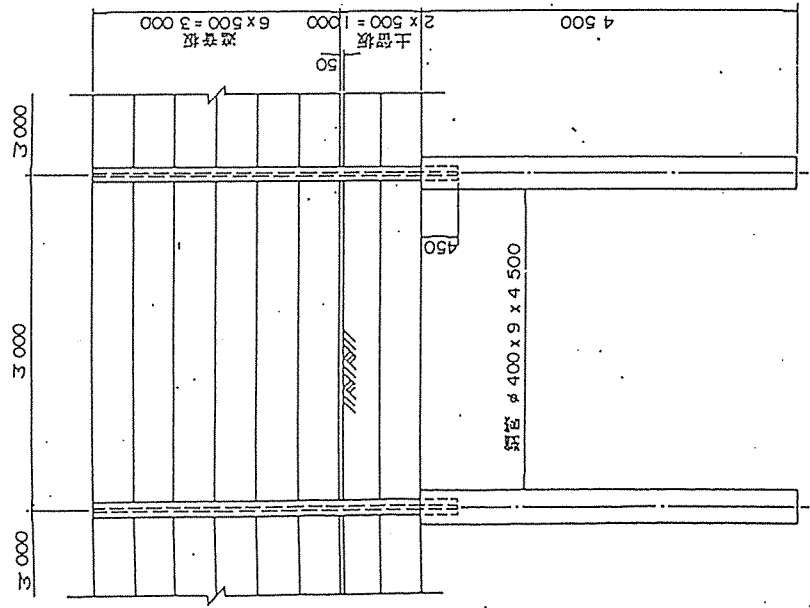
土留板取寸音管杭断面図 縮尺1:10



断面図 縮尺1:60

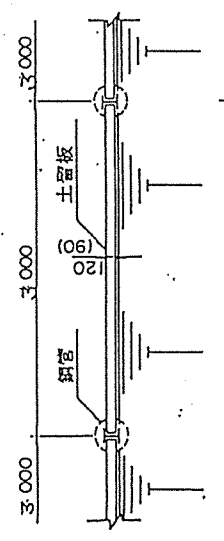


側面図 縮尺1:45



注) 土留板として上段は板厚90mm, 下段は板厚120mmの土留板を用いる。

平面図 縮尺1:45

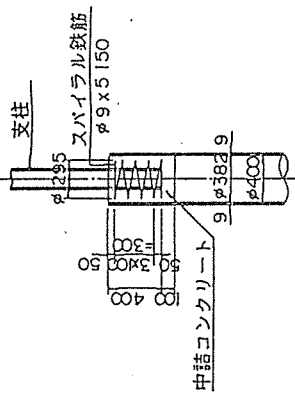


数量表 (3冊目)

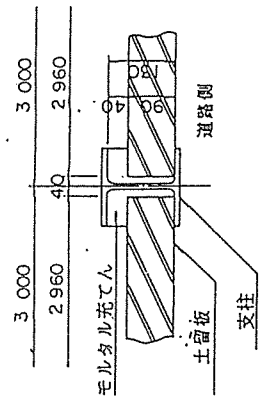
項目	種別	単位	形状	数量	備考
土留板	未加工鋼板	枚	2960×500×85	5	
	加工鋼板	枚	2960×500×90	1	
支保	柱	kg	H-175×175×7.5×11	1	SS41
	管	kg	φ400×3×4800	1	
土留	柱	kg	2960×500×90	1	7141R C級
	管	kg	2960×500×120	1	同上
鋼管杭	鋼管	m ³		0.2	枕形、土留板
コンクリート	B1-1	m ³		0.06	中層の2727-1
鉄筋	A1	kg	φ3×3800	3	24" 1/4 鉄筋 S24
モルタル	1:2	m ³		0.01	土留板止用
	D	m ³		0.10	同上
盛土		m ³		1.3	

図-3 保置踏層・盛土築堤部一透音板横固定
一鋼管杭基礎(Type2-A)

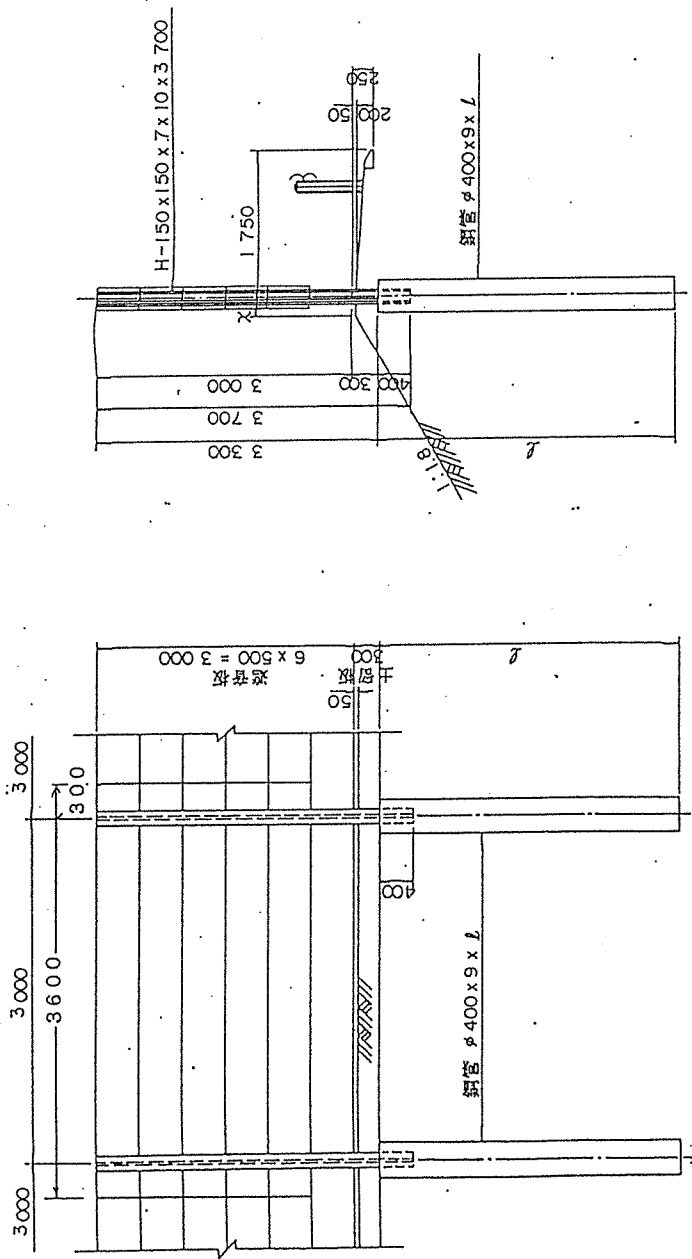
くし夏賀音羊糸田 縮尺1:40



土留板取付音羊糸田 縮尺1:10

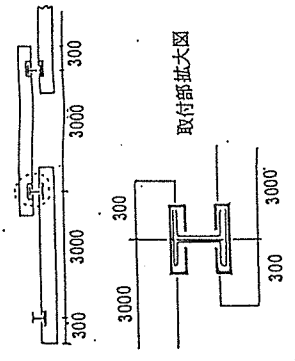


断面図 縮尺1:60

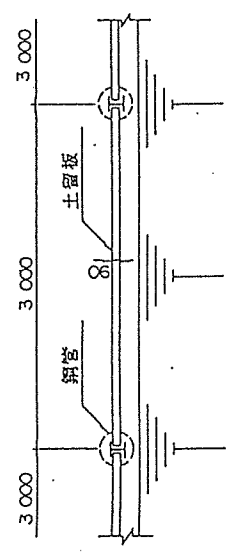


注) くり長 (L) は設計要領 5-4-5を
参考にして、支柱設置位置より
決定する。

木基礎透音壁取付縮尺 1:80
(平面図)



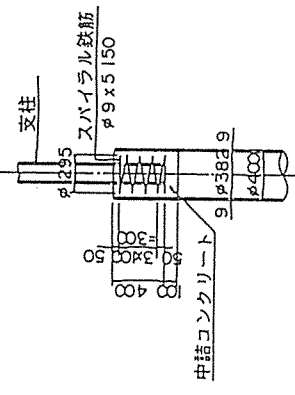
平面図 縮尺1:45



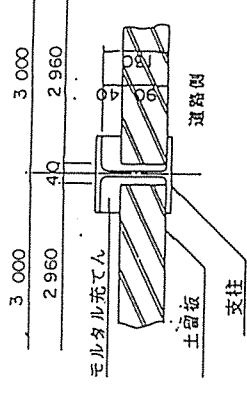
項目	区別	数量	単位	積算
鋼管杭	基礎	1	1000x100x45	1
	取付	1	1000x100x45	
支柱	基礎	1	H-110x110x7x10	1
	取付	1	φ400x1x100	
土留板	基礎	1	1000x100x10	1
	取付	1	71x118C型 PL	
鋼管杭	基礎	0.1	1000x100x45	0.1
	取付	0.06	1000x100x45	
支柱	基礎	3	H-110x110x7x10	3
	取付	0.03	φ400x1x100	
土留板	基礎	0.01	1000x100x10	0.01
	取付	0.01	71x118C型 PL	

図-4 保護路層・盛土築堤部一連音板落込
-鋼管杭基礎(Type2-B)

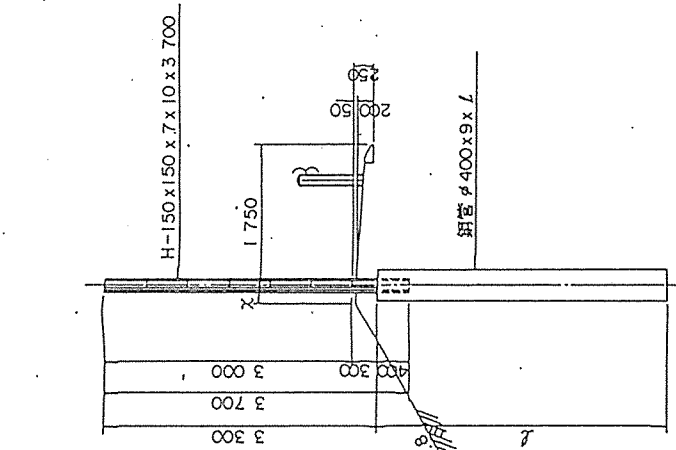
＜い＞見直し音羊糸田 縮尺1:40



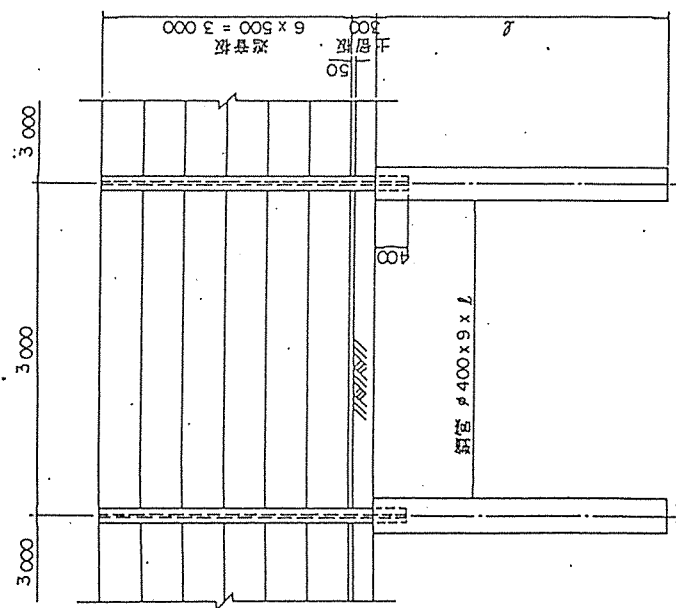
土留板取付音羊糸田 縮尺1:10



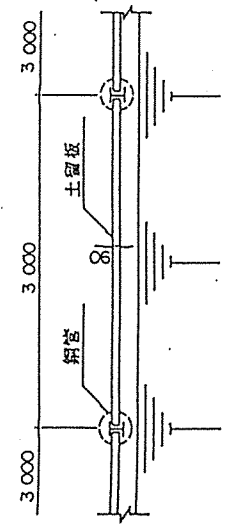
断面図 縮尺1:60



側面図 縮尺1:45



平面図 縮尺1:45



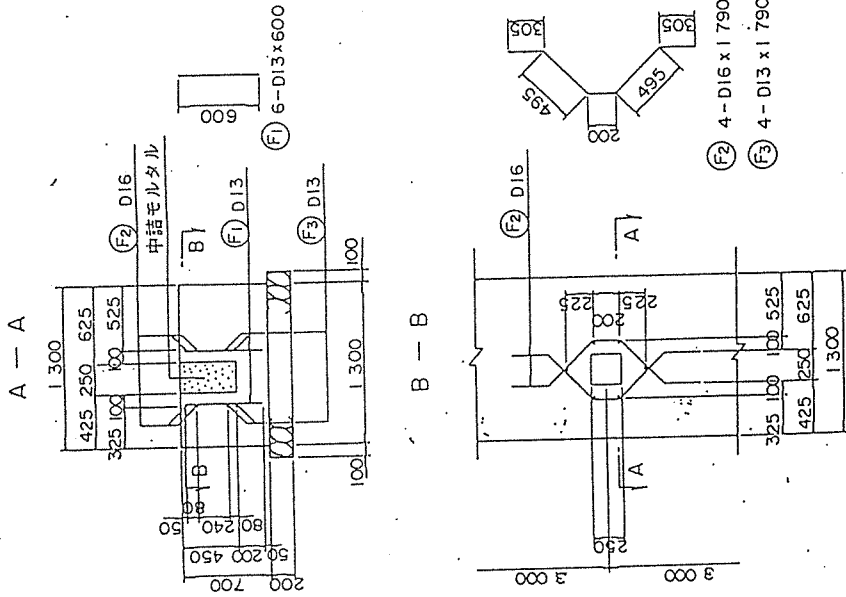
注) <い>長(L)は設計要領 5-4-5を
参考にして、支柱設置位置より
決定する。

数量表 (3巻り)

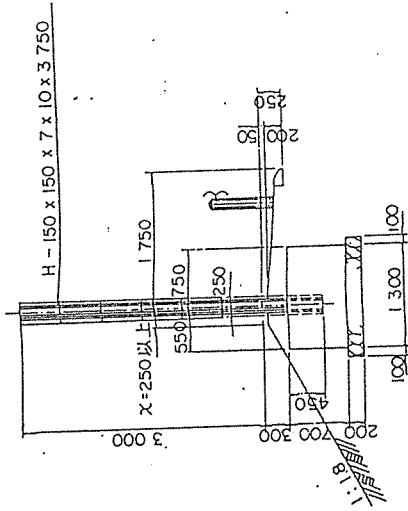
項目	種別	単位	形状	数量	備考
定着板	木型定着板	枚	2960×500×85	3	
	3779-11板	枚	2960×500×90	1	
交差柱		kg	H-150×150×7×10	1	S511
		kg	φ400×9×3000	1	
土留板		枚	2960×300×90	1	7*141RRC板 同上
	鉄造り部	m ³		0.2	吹込、土留板
コンクリート	B1-1	m ³		0.06	中埋めコンクリート
鉄筋	A1	kg	φ9×3150	3	JY-1145RCS321
モルタル	1:2	m ³		0.003	土留板止用
型枠	D	m ²		0.02	同上

図-5 保蔵鉛屑・盛土築堤部一週音板横固定
—直接基礎(Type2-C)

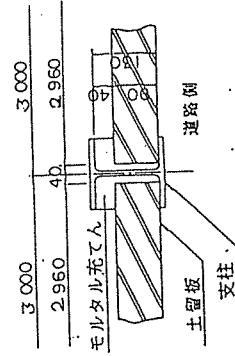
西己方向図 縮尺 1:40



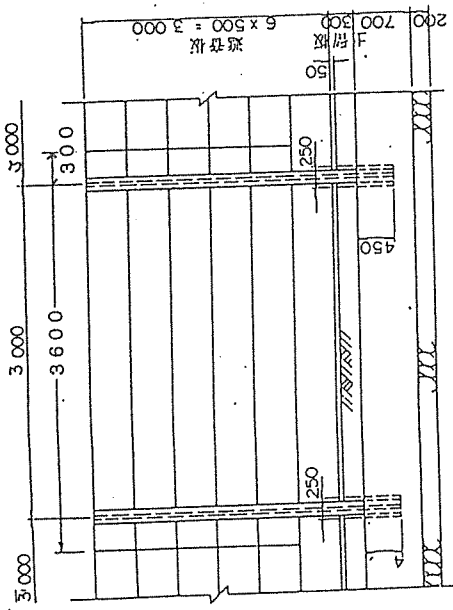
断面図 縮尺 1:60



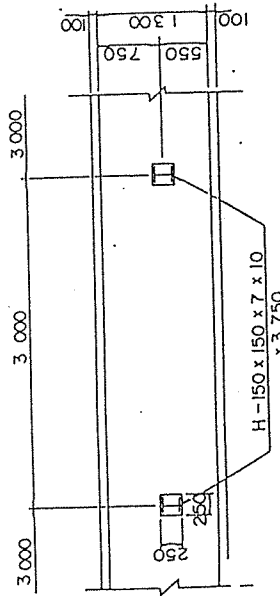
土留板取付詳細図 縮尺 1:10



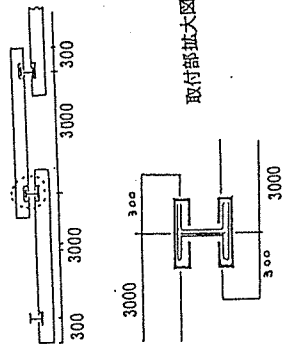
側面図 縮尺 1:45



平面図 縮尺 1:45



木草等遮音壁取付縮尺 1:80
(平面図)

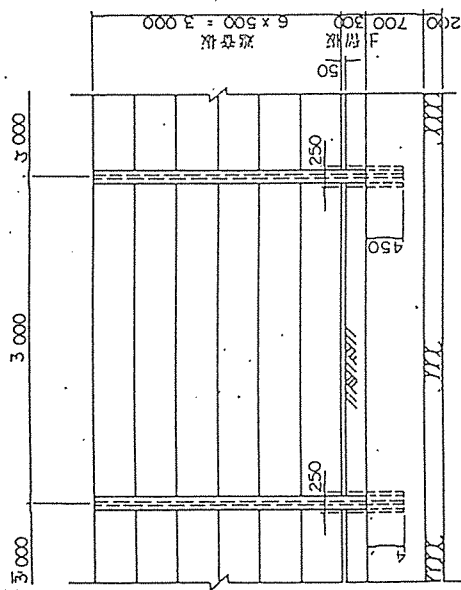


仕様表 (3+3割)

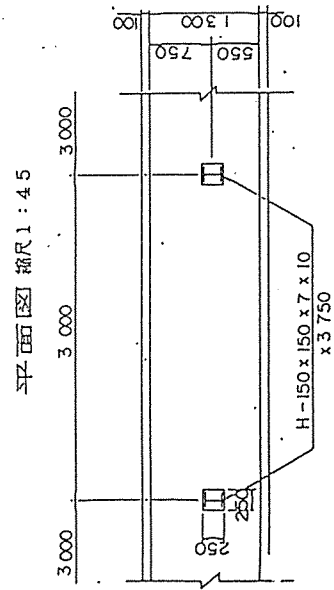
項目	品名	単位	厚	状況	数量
支保工	木草等遮音壁 コンクリート	延	1100×150×45 1100×100×45	1	1
支保工	柱	延	H-150×150×7×10	1	3241
土留板	遮音板	延	150×100×10	1.2	0-10
土留板	取付部	延	150×100×10	1	7741RCE
取付部	取付部	延	150×100×10	1.0	7741F、土留板
コンクリート	コンクリート	延	60×100×10	1.6	60×100×10
鉄筋	鉄筋	延	φ13×100	22	鉄筋R1500
モルタル	モルタル	延	1:2	0.0	モルタル 土留板
型	型	延	D	6.1	7741F取付部 土留板
		延	D	0.01	土留板

図-6 保護路肩・盛土築堤部一遮音板落込
一直接基礎(Type2-D)

断り面図 縮尺1:60

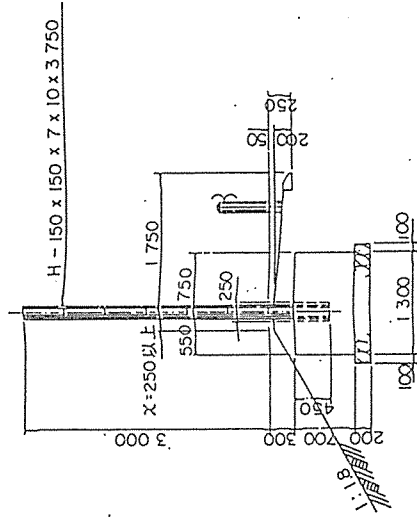


側面図 縮尺1:45

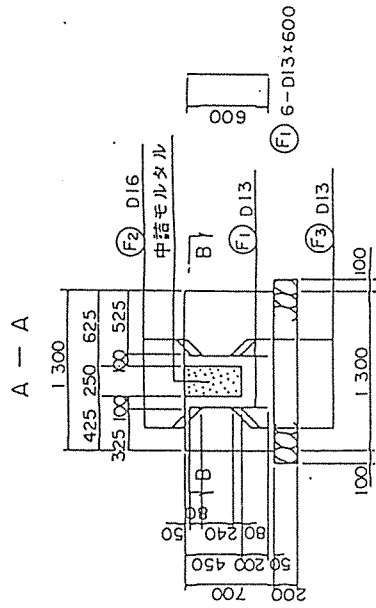
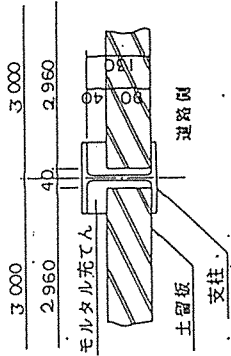


平面図 縮尺1:45

断り面図 縮尺1:60

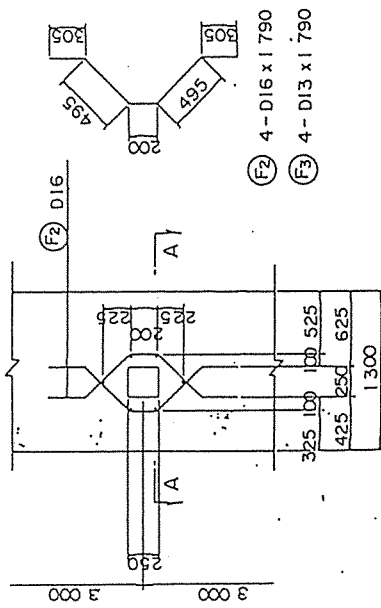


土留板取付詳細図 縮尺1:10



A-A

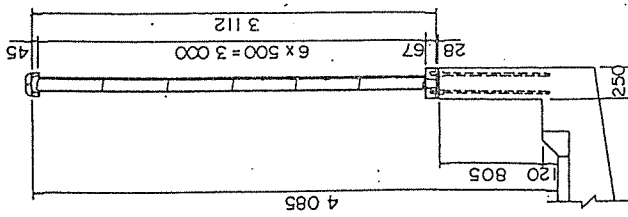
B-B



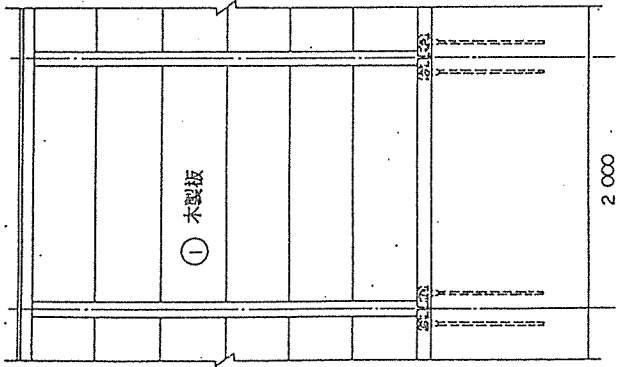
数量表 (3a指D)

項目	種類	単位	数量	形状	数量
遮音板	木製遮音板	枚	5	2960×500×85	1
	277-1版	枚	1	2960×500×90	
支柱	切込砕石	枚	1.2	H-150×150×7×10	1
		m ³	0~10		
土留板	鋼製	枚	1	2960×300×90	1
		m ³	8.0	7-17', 土留板	
コンクリート	C2-1	m ³	3.8	0.6t=100t/cm ³	22
		m ³	0.03	鋼製遮音板	
モルタル	1:2	m ³	0.03	鋼製遮音板	0.03
		m ³	6.1	7-17' H鋼止法	
型枠	D	m ²	0.03	土留止用	0.03
		m ²			

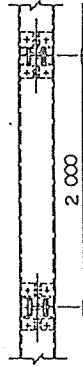
側面図 縮尺1:2.0



側面図 縮尺1:2.0



平面図 縮尺1:2.0



側面図 縮尺1:1.0

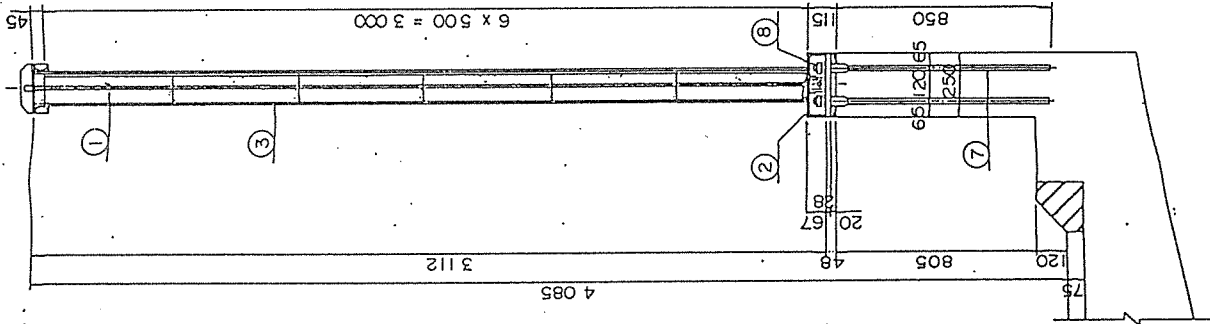


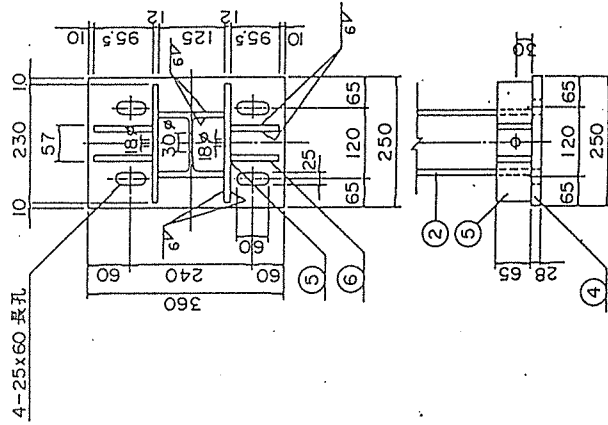
図-7 橋梁部-高橋天端取付(Type3-A)

木部材料表

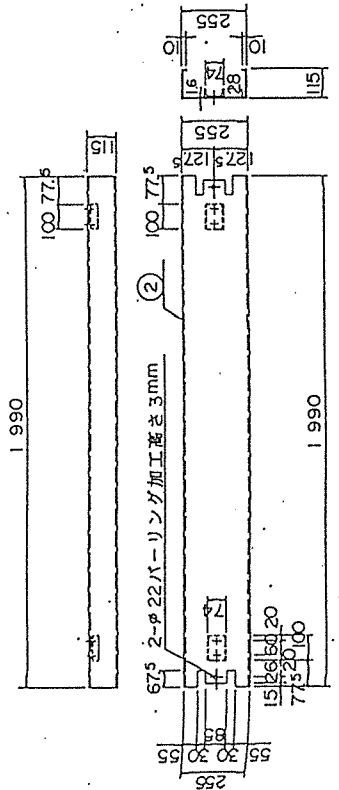
番号	種別	寸法	個数	単位重量	材質	備要
(1)	木製板	500×85×1960	6枚	—	—	(1)は支保桁間隔に等しく
(2)	—	255×115×1990	1	—	SGH41-Z27	下段パネ
(3)	H	125×125×63.9×3.112	1	23.8kg/m	SS41	—
(4)	R	250×28×360	1	20	—	—
(5)	—	65×12×230	2	3	—	—
(6)	—	65×12×95.3	4	2	—	—
(7)	アンボルト	D25径沙高M22Jx870	本	3.98kg/m	SD35	カップラ-付
(8)	BN	M22x100 フアルナット	組	—	—	—
				99kg		

(2m当り)

ベースプレート詳細図 縮尺1:5



下段パネル詳細図 縮尺1:1.0



注) 高橋天端に支圧力が作用するのを防ぐため、高橋天端とベースプレート下面の間隔は確保する。(カップラ-が高橋天端より突出する)

第3章 ビル用木槽の設計・施工・維持管理に関するガイドライン

1. 総則

1.1 指針の目的

ビル用水槽は、水道法水質基準を満足する上水を利用して、受水、給水及び貯水等を行うもので、木製の他に、コンクリート製、ステンレス鋼板製及びFRP製がある。衛生的に貯水し、安全に給水するための設備技術基準と、昭和55年の建築基準法施行令改正による耐震基準とが定められており、市場規模としては大きい。

木槽は比較的大容量の受水槽及び高置水槽として用いられており、水質保全性能について高い評価を受けているものの、わが国では専門製造メーカーが少ないために製品供給量が少なく給水設備としての知名度が低いことや市場への安定供給体制が整っていないことに加えて、構成主材である木材の耐朽性に関するマイナスイメージが心理的ブレーキとなり、ビル用水槽としての使用実績はきわめて低いのが現状である。

この様な状況から、需要拡大を図るためには、メーカーだけでなく発注側である設備設計担当並びに維持管理に当たるエンドユーザーに対して木槽の特徴のみならず木材の性質やメンテナンスに関する情報の提供が不可欠であると考えて、作成するマニュアルを「ビル用木槽の設計・施工・維持管理に関するガイドライン」として取りまとめた。

このガイドラインでは、材料の選択や工作法などについてはなるべく制限を設けずに、実績のあるものを取り上げて行くことにした。特に問題となる木材腐朽については、樹種、部材の木取り方法、及び木槽の設置される環境条件の影響が大きく、いろいろな事例が報告されている。しかし、安全な給水を確保する条件下では木材腐朽を完全に防止できる方法はないため、腐朽の発生条件や腐朽度のばらつきの原因等を解説し、また、木材の繊維切断面の処理・蓋の勾配・たがで締められる木部の処理・屋外や地下設置の場合の保守管理上の留意点等木材腐朽に対する対策を整理して腐朽の進行速度を遅らせる方法について述べ、使用環境に応じて選択してもらうようにした。

構造設計については、建設省住宅局建築指導課監修の建築設備耐震設計・施工指針があり、大筋はこれによることにし、特に木材独自の問題についてだけふれることにした。

1.2 適用の範囲

本ガイドラインは、水道法水質基準を満足する上水を利用して受水、給水、貯水等を行うための建築設備であるビル用木槽を対象とする。

「解説」

水槽には、用途や設置場所などにより、受水槽、給水槽、消火水槽、薬品槽、高置水槽等いろいろな名称があるが、ここでは、用途を上記のように限定する。

高層集合住宅やオフィスビルなどで最も多く採用されている給水方式は、高置水槽方式

である。これは、水道水を受水槽に貯水し、そこから給水器具の最低必要圧力の得られる高さに設置された高置水槽へポンプを用いて揚水した後、建物内の必要な箇所へ給水するというシステムである。この方式は、受水槽等の設置や配管など設備に多額の費用が必要であり、設備維持管理の不備による水質汚染の危険性も指摘されるが、比較的故障が少なく、安定した水圧と水量が得られ、かつ使用水量の変動に容易に対処し得るという長所を有するために、優れたサービスの提供を求められるホテルにおいても広く用いられている。

1. 3 用語の定義

本ガイドラインにおいて使用する木槽の構成部材に関する用語を定義する。

①側板

木槽の立面を構成する部材。

②底板

木槽の底盤を構成する部材。

③丸鉄輪（丸鉄バンド、たが、フープ）

底板と側板とを筋縛させるための部材。

④根太（りん）

底板の下部に位置し、底板と接し木槽及び内容水を支持する部材、但し側板とは接しない。

⑤蓋

木槽上面を覆い外気との接触を遮断する部材。

⑥蓋棧

蓋板の荷重を支え、蓋板を取り付けるための部材。

⑦マンホール

蓋板の上面に設けられる点検口で、60cm角の出入り口。

⑧内外梯子

点検時作業員出入りのため使用する、マンホール付近に設けられる梯子。

⑨締め金具（まくら、ワイヤーグリップ）

鋳物製及びダクタイル製の、丸鉄輪を筋縛するための締め具。

⑩給排水ノズル

給水または排水するために使用するノズル。

2. 基本的事項

2. 1 ビル用水槽に求められる基本性能

2. 1. 1 水質

上水受水槽までの水質に関しては、水道法によって水道事業者・水道用水供給事業者または専用水道の設置者が責任を持つべきものとされている。受水槽以下の給水設備での水質の管理について、ビル衛生管理法及び水道法の次の通りの規定がある。

(1) 建築物における衛生的環境の確保に関する法律（ビル衛生管理法）施行令第2条第2号（イ）および同施行規則第4条

不特定多数の人間が使用する延べ面積 $3,000\text{m}^2$ （学校においては $8,000\text{m}^2$ ）以上の建物（特定建築物）では、建築物環境衛生管理技術者（ビル管理技術者）による以下の管理義務が求められる。

- ① 飲料水は水道水と同じ水質と残留塩素を有する水であること。
- ② 飲料水が汚染されるのを防止するために必要な措置を講ずること。
- ③ 水質や残留塩素の検査や飲料水槽の清掃を定期的に行うべきこと。

(2) 水道法施行規則第23条

水道から水の供給を受ける建物で飲料水槽の有効容量の合計が 10m^3 を超える給水設備（簡易専用水道）においては以下の管理義務が求められる。

- ① 水槽の掃除を1年以内ごとに1回、定期的に行うこと。
- ② 飲料水が汚染されるのを防止するために必要な措置を講ずること。

2. 1. 2 構造

飲料水槽には以下の項目が基本的に要求される。

- ① 漏水しないこと。
- ② 外部からのほこり・その他衛生上有害なものが入らないこと。
- ③ 風圧・水圧・地震等の振動及び衝撃に対して、安全上支障のないこと。
- ④ 水質検査や内部清掃作業等給水設備の維持管理が容易なこと。
- ⑤ 保守管理が容易なこと。

これらの基本的要求を満たす水槽の設計をするためには、建設大臣の定める次の基準を遵守し安全上・衛生上支障のない構造とすることが必要とされる。

(1) 給排水設備技術基準

給水の汚染の原因としては、受水槽などの開放槽への汚染物質の進入、金属イオンの流出など配管類の接水部の材質による影響、および給水管内に生じた負圧による吸引作用のためにおきる逆サイホン作用などが挙げられる。

受水槽以下の給水設備における汚染防止は、建築基準法施行令第129条の2に規定され、これに基づいて昭和50年建設省告示第1597号（改正昭和57年建設省告示第1674号）により、衛生的で周囲点検の可能な水槽の設置のために、受水槽や高置水槽な

どの構造と維持管理に関して概略次の通りの規定が設けられている（一般には六面管理の基準という）。

- ①水槽は建物躯体を利用して築造してはならない。
- ②コンクリート製の水槽は現場施工に頼るため防水施工の完全性が期待できないので、鋼板製、FRP製あるいは木製などのものを使用する。
- ③水槽自体・槽内面の塗料・槽内部の補強材などは水質に悪影響を与えないものを使用する。
- ④水槽の設置位置は、排水の流れが悪くなったり排水が詰まったりした場合でも、排水がオーバーフロー管などを介して槽内に逆流しない位置あるいは高さとする。
- ⑤水槽のマンホール蓋・オーバーフロー管・通気管などは、ほこりその他の衛生上有害なものや雨水などが侵入しない構造のものとする。
- ⑥飲料水槽内には、飲料水配管以外の配管を通してはならない。

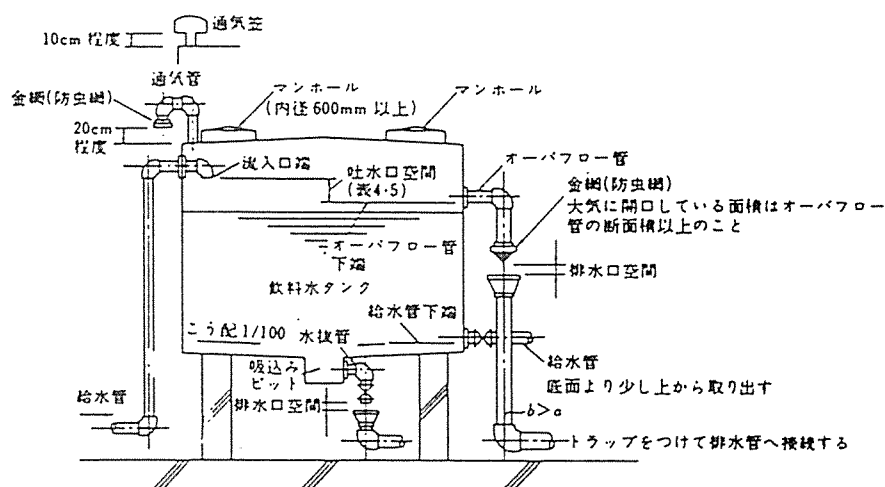


図 給排水設備技術基準でのタンクの内部構造及び接続配管の留意点

「給排水設備技術基準に示されている解説」

- ①飲料水槽には、内部の保守点検を容易にかつ安全に行うことのできる位置に、ほこりその他の衛生上有害なものが入らないように有効に立ち上げた内径60cm以上のマンホール蓋を設ける。
- ②槽底部には吸い込みピットを設け、槽底面の勾配を吸い込みピットに向かって1/100程度とするか同程度の勾配の排水溝を設ける。
- ③吸い込みピットには排水管（水抜き管）を設ける。
- ④飲料水槽には、ほこりその他衛生上有害なものが入らない構造のオーバーフロー管と通気管とを設け、前述の水抜き管とオーバーフロー管とは、何れも十分な排水口空間を介して、封水の確保されるトラップの流入側の配水管へ間接排水する。

(2) 屋上水槽等の耐震設計施工指針

屋上水槽等では、建築基準法第88条（工作物への準用）に基づく建築設備耐震設計施工指針に適合することが必要である。

屋上から突出する形状の水槽や煙突その他これに類するもの（屋上水槽等）については、特に地震入力建築物本体とは異なる特性を有すること、ならびに本体とは別途設計施工される場合が多いことなどの理由から、独自の基準を設けて屋上水槽等の脱落防止等の安全確保を図る趣旨で、建築基準法施行令第39条の2の規定に基づく建築設備耐震設計施工指針として、昭和56年建設省告示第1101号屋上から突出する水槽、煙突等に関する基準によって、概略次の通り定められている。

①屋上水槽等や支持構造部は、建築物の構造耐力上主要な部分に緊結し、腐食や腐朽の防止のために、有効なさび止めまたは防腐のための処置を講ずること。

②屋上水槽等のうち、地階を除く階数が3以上の建築物に取り付けられるものは、屋上水槽等や支持構造部並びに取り付け部分が、この告示に掲げる荷重及び外力によって生ずる応力に対して、安全上支障がないものとする。

すなわち、荷重及び外力に対する安全性を確認する場合には、水槽本体だけではなく、荷重及び外力を支える主要な部分（骨組み、架台等）について生ずる応力を検討し、転倒や崩壊等の重大な損傷が生じないことを確認されるため、この点を十分考慮した施工計画が必要であるとされている。

(3) 工作物の指定をうける高架水槽

高さが8mを超える高架水槽は、建築基準法施行令第138条に掲げる工作物の指定を受けるために、その構造及び強度に関して、建築基準法施行令第141条に示される建築基準法の条項が準用される。なお、防火地域内にある工作物としての木槽については、建築基準法第66条（看板等の防火措置）により、建築物の屋上に設ける場合または高さ3mをこえるものは不燃材料で覆わなければならない。

2.2 ビル用木槽の特徴

木槽には、ヒノキ、ベイヒバ、ベイマツ等の平割材を主要構成部材とし、形状は円筒形、楕円筒形または角形が一般的で、なかでも円筒形が多い。寸法については加工性に優れている木材を使用するために自由度は高く、大容量でも製作可能である。

木槽は、他材料による水槽に比較して、表に示す通り小容量槽の場合に経済性でやや評価が低いものの、耐食性能や加工性能が優れているという水槽材料として高い評価を受けている。

水質保存性に関しては、構成材である木材の保持する特徴を反映して、次の通りの高い評価を受けている。

表 材質別比較表

材 質	項 目	結 露	耐 食	耐 候	耐 寒	揚 重	搬 入	加 工 性		経 済 性	備 考
								工 場	現 場		
鋼 板	一 体 型	△	△	○	○	△	△	◎	○	○	重量大、防せいの良否に左右される 大容量も可、現場組立てに適する
	パネル組立て型	△	△	○	○	◎	◎	◎	○	○	
スレ ス鋼	一 体 型	△	○	◎	○	△	△	△	△	△	経済性に難 同上、現場組立て可
	パネル組立て型	△	○	◎	○	◎	◎	○	△	△	
プ ラ ス チ ッ ク	単 板 一 体 型	△	◎	○	△	△	△	○	○	◎	軽量、破損しやすいので取扱い注意 同上、現場組立てに適する
	単 板 パネル組立て型	△	◎	○	△	◎	◎	◎	◎	◎	
	サ ン ド イ ッ チ 一 体 型	◎	◎	○	◎	△	△	○	○	○	軽量、破損しやすいので取扱い注意 同上、現場組立てに適する
	サ ン ド イ ッ チ パネル組立て型	◎	◎	○	◎	◎	◎	◎	◎	○	
木 板		◎	◎	○	○	○	◎	◎	◎	△	重量やや大、現場組立て専用 経済性にやや難

[注] ◎よい、○普通、△やや悪い

①鋼製にみられる槽内の錆による赤水の心配がない。

②FRP製槽に認められる藻の発生はない。

③外部からの熱による槽内の水温上昇は小さいので、残留塩素が少なくなって水が腐敗するという危険性はない。

④断熱保温効果が高く、水温は外気温に影響されず年中あまり変わらない。

ただし、喫水線付近にきのこ状の物質の発生が認められる場合があり、槽内に発生するかびと共に衛生上適切な処置が必要である。

耐久性に関しては、木材は腐朽するというイメージから一般に低い評価を受けやすいが、構成部材の耐朽性を維持するための適切な処置を講ずることによって高置水槽の場合に20年以上使用した事例も認められ、建築設備として十分な耐久性が期待できる。

施工上の特徴としては、結露しないため他材料の場合に必要なドリップパンを設置しなくても良いこと、及び槽の搬入の困難な現場であってもロックダウン工法により組立が可能なのが挙げられる。

なお、これまでわが国では表に示すように、スギ、コウヤマキ、ヒノキ、及びサワラが

桶に使用された樹種

参考：大桶=5500ℓ

スギ	—	大桶に使用されている、大桶の用途が醸造分野であった為、木ガの でにくい淡白な木と言うことで用途にあった選定。
コウヤマキ	—	古来からも桶によく使用されてきたが、高価な樹種だけに、使用し にくい、耐薬品性、耐久性、耐朽性よく木槽にも適材といえる。
ヒノキ	—	耐薬品性、耐久性、耐朽性によいが、精油分が多く、芳香があり、 古来からの桶にはあまり使用されず、戦前からの専需産業、化学産 業における木槽にはよく使用されている。
サワラ	—	小桶製や生活用品によく使用され、軽く耐久性に富む。

それぞれの用途に応じて、桶材として選択されてきた。

2. 3 木槽の設置に際して留意すべき事項

木槽は、精度よく加工され、環境に適した材料を選択したり基礎（土台）を正確に設置したりすることによって優れた性能を示し長期間使用できる。ここでは設置に際して留意すべき事項について述べる。

周囲の空気の循環、特に木槽下部の循環が必要であり、可能な限り根太の腐れを防ぐ必要がある。そのために、基礎のまわりに、雨水などの水の滞留がないようにするとともに、風通しのよい位置に設置する必要がある。特に、屋内設置の場合は、強制換気により十分に換気を行い、基礎の周辺に障害物を設置したり放置してはならない。

屋外設置の木槽は、雨水の滞留による腐れを防止するために、根太など木と接するコンクリート基礎部分に薄いゴム板などを敷き水切りを行い、その部分には防腐処理材を使用する。側板と丸鉄輪との間に雨水を滞留させないように側板にはV字カットを行い、蓋には雨水の滞留がないように水勾配を必ずつけるか屋根をかける必要がある。

また、腐れや、割れによる漏水の原因となる局所的な蒸気や高温が木槽の表面に負荷されないよう周辺設備に留意する。なお、ペンキなど塗膜を形成する塗料による木槽外面塗装は、塗膜包水を発生させるので使用しない。

さらに、雨水の滞留、漏水、掃除及び丸鉄輪の緩みの点検など、定期的及び日常的な検査が容易にできるよう十分な木槽まわりの間隔がとれるよう設置する必要がある。

3. 木材料

3. 1 要求される一般的な性質

木槽の構成材料としては次の性質を持つ樹種が望まれる。

- ①食品衛生上問題となる成分を含有していないこと。
- ②耐久性、耐朽性に富み、耐候性があること。
- ③殺菌成分を含み、匂いの無いこと。
- ④塩素滅菌作用に侵されない程度の耐薬品性があること。
- ⑤供給量が豊富で安価なこと。

木材の性質では、水質保存性及び構造耐久性に影響を及ぼす耐朽性が最も重要とされ、要求耐用年数に応じて樹種並びに材料を選択する必要がある。

部材は、材料強度の面から心去り板目材の使用が一般的であり、腐れ節、とび腐れ、変色、なかやせ等腐朽に関係する欠点が無く、年輪が緻密で木理通直な心材率100%の乾燥材が望ましい。

金物類の材質についても前掲の基本的な要求を満たすことが求められる。耐食性に優れた材料として多用されるステンレス鋼は、水道水の水質悪化にともなう塩素滅菌の影響を受け、水道水に含まれる遊離した塩素イオンが付着反応し、局所的な腐食が発生する事例が多発しており、プレス成形品や曲げ加工品の採用に当たっては、傷の検査や加工後の不働態化処理を確認する等慎重に取り扱う必要がある。

3. 2 木材の外観構造

3. 2. 1 木材の3断面

木材の基本的な断面としては図1、あるいは図2のX, R, Tに示すような、横断面（木口面）、放射断面（まさ目面）、接線断面（板目面）の3断面が定められている。横断面は樹幹軸に垂直の断面、放射断面は樹幹軸に平行で髄（樹心）を通る放射方向の断面、接線断面は樹幹軸に平行で、幹の円周または年輪に接する接線方向の断面である。

3. 2. 2 生長輪と年輪

形成層の活動によって生長した木部の層は、横断面では環状の層として認められる。一生長期間に形成された環状の層を生長輪といい、暖帯、温帯地方のように1年1生長期の時は年輪と呼ぶ（図2）。

3. 2. 3 早材・晩材

温帯産の針葉樹材の年輪に見られるように、年輪の初めの部分、すなわち生長期の初めに形成され、密度が低く（淡い色）、細胞が大きい部分を早材または春材という。生長期の後半に形成され、密度が高く（濃い色）、細胞が小さい部分を晩材または夏材、秋材という（図2）。

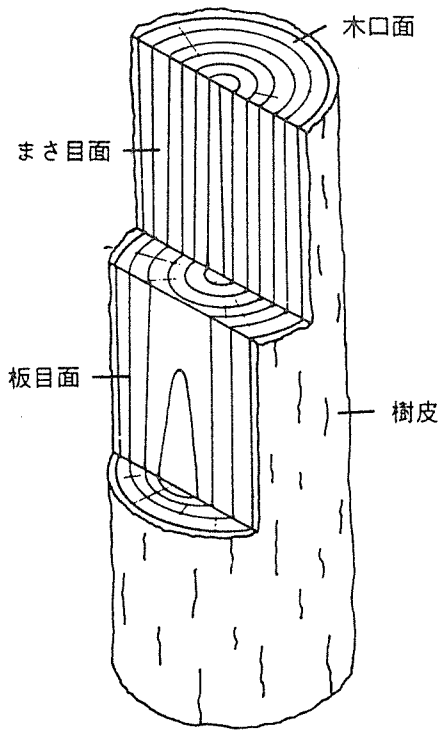


図1 木材の三つの断面

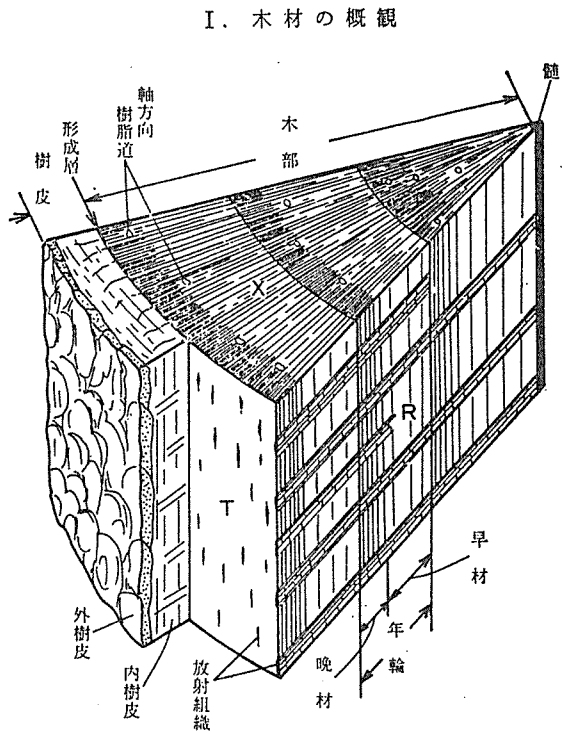


図2 木材（針葉樹材）の断面外観
X: 横断面（木口面）, T: 接線断面（板目面）,
R: 放射断面（まさ目面）。

3. 2. 4 辺材・心材

木部は水の通道、養分貯蔵という機能があるが、これらは幹の外周の形成後の年数の若い材で活発である。幹の内部になると、これらの機能は衰え、養分貯蔵を行う柔細胞が死細胞となる。水を通道する導管や仮道管は形成層で造られ、分化したときは死細胞になっているので、幹の内部は生活細胞を全く含まない。この部分を心材という。また外周の生きている部分を辺材という。心材と辺材の境界で心材への移行部を移行材という。

心材では、デンプンなどの貯蔵物質が心材物質に変わり材中に沈着して濃く着色していることが多いため、赤身、赤太などと呼ばれる。これに対して辺材は一般に淡色で、白身、白太などと呼ばれる。心材と辺材の色調差の樹種による違いを表1に示す。

表1 木材の色 (心材色)

黒色		クロガキ、コクタン	
紫褐色		ローズウッド、ブラック ウォルナット	
	[淡い、明るい]		[濃い、暗い]
赤褐色	ツガ、アカマツ、マカン バ、アカガシ、ベイス ギ、カプール	イチイ、ミズメ、タブノ キ、イスノキ、カツラ、ベ イマツ、ベイスギ、ダーク レッドメランチ、マホガ ニー	スギ、ヤマザクラ
紅色	ヒノキ、ライトレッド メランチ	スギ、カリン	
褐色	ブナ、イタヤカエデ、ト チノキ、シオジ	カラマツ、クリ、カツラ、 ヤチダモ、ミズナラ、オニ グルミ	ヤマザクラ、チーク、マ コレ、タガヤサン
灰褐色	シラカシ		
			[くすんだ]
緑色			ホオノキ
黄褐色	ヒノキ、シナノキ、ハリ ギリ、ホワイトオーク、 ホワイトメランチ	アカマツ、ネズコ、サワ ラ、ケヤキ、キハダ、クス ノキ、ベイマツ	
黄色	イチヨウ、ヒバ、ベイモ ミ、イエローメランチ	カヤ、ツゲ	
黄白色		エゾマツ、ミズキ、ベイ ヒ、バルサ	
白色		モミ、トドマツ、バルサ	キリ
縞模様	ゼブラウッド、ローズウッド、ウエンジ		

注) 太字は針葉樹材、細字は広葉樹材

3. 3 木材の物理的・機械的性質

3. 3. 1 比重

(1) 比重の種類

木材の比重（単位体積当たりの質量）は種々の含水率状態により異なり、次のように示される。

$$\text{全乾燥比重} \quad r_o = m_o / V_o$$

$$\text{気乾比重} \quad r_u = m_u / V_u$$

$$\text{生材比重} \quad r_g = m_g / V_g$$

$$\text{容積密度数} \quad R = m_g / V_g \quad (\text{kg} / \text{m}^3)$$

$$\text{容積密度} \quad R = m_o / V_g \quad (\text{g} / \text{cm}^3)$$

ここで r : 比重、 m : 質量、 V : 体積をそれぞれ示し、添字はそれぞれの含水率状態を示す。o は全乾状態、u は気乾（11—17%）、g は生材を意味する。

木材の比重を表 2 に示す。

表 2 木材の比重

樹種	全乾比重	気乾比重	生材比重	容積密度数		R_{20}/R_{80}	備考
					変動係数		
スギ 心材	0.33	0.36	0.729*	299	13.8*		* 矢沢亀吉, 1956
	0.32		0.985*	280			
	平均		0.811*	345*			
ヒノキ 心材	0.37	0.41	0.579	330	10.2***		** 日本木材加工技術協会, 1966
	0.34		1.045	303			
	平均		430***				
アカマツ心材	0.47	0.52	0.460	418	15.2		*** 平井信二, 1958
	0.52		0.866	450			
	平均		0.42—0.52—0.62**	424			
ブナ 心材	0.64	0.68		533	7.1		無印は林試研報, 1982, 1968
	0.61		0.65	517			
	平均		0.5.—0.65—0.75**	520			
ミズナラ心材	0.65	0.69		555	7.4		
	0.58		0.62	504			
	平均		0.45—0.68—0.90**	537			
イエローターミナリア	0.57	0.60	0.82	493		0.45	林試研報, 1977ほか
エリマ	0.30	0.32	0.59	267		0.62	
タウン	0.56	0.60	0.79	480		0.71	
バルサ	0.10	0.12	0.18	99		0.95	
レッドラワン	0.49	0.52	—	429		0.79	

(2) 比重の変動

木材の比重は樹種によって異なり、また同じ樹種でも各丸太により、さらに部位により異なる。したがって、木材の比重として与えられる1つの数値は、ある測定例あるいは平均値と考えるべきである。

一年輪内の比重の変動は、針葉樹材では、早材部の全乾比重は0.3～0.4、晩材部では0.7～0.9である。早材部と晩材部の比重の違いが大きいのはスギ、カラマツで、逆にトドマツでは違いが少なく、前者は不均質、後者は均質な材といえる。

針葉樹材では比重は何輪幅が増加すると低下する傾向がある。一般には年輪幅と比重の相関は低い値しか得られていない。

樹冠内の比重は、針葉樹材では一般に樹心の比重が低く、外周に向かって増加し、やがて安定する。スギ、ヒノキでは樹心で高くなり、10～15年間減少し、その後安定した値をとる。マツ類は樹心より数年輪で減少し、最小値をとったあと、10～15年輪で急増し、その後安定する。仮道管の生長は比重を減少させ、晩材が多くなるほど比重は増加する。

3.3.2 含水率

樹木は人間と同じく生命維持、生活のための多くの水を樹幹内に含んでいる。伐採され製材されて木材となった時点では多量の水分を含んだ生材と言われる状態にある。

木材中の水分量の程度を示すには含水率が用いられる。これは全乾重量（水を含まない状態の木材重量）を仮に100としたときに、それに対する含まれる水の重量の比率として示される。生材の含水率は表3に示すように樹種により異なる。さらに針葉樹材では辺材部（丸太の表面付近の材）が心材部（丸太の中心付近の材）よりも含水率が高い状態にある。それに比較して広葉樹材では、心材と辺材の差は少ないものが多い。生材含水率が100%以上である場合が多い。すなわち生材の重さの半分、あるいはそれ以上は水の占める重さである。

表3 本邦産樹種の生材含水率（矢沢）

樹種	含水率(%)		樹種	含水率(%)	
	辺材	心材		辺材	心材
スギ	159.2	55.0	セシ	101.5	77.1
ヒノキ	153.3	33.5	ミズナラ	78.9	71.5
アカマツ	145.0	37.4	コナラ	74.6	67.2
サワラ	154.5	38.3	ヤマナラシ	103.7	94.5
ネズコ	228.9	56.9	シラカバ	95.0	89.7
モミ	162.6	89.4	マカバ	76.9	65.2
トドマツ	211.9	76.1	ミズメ	60.7	54.7
エゾマツ	169.1	40.6	ホオノキ	93.0	52.2
			カツラ	122.7	76.0
			シナノキ	91.9	108.3
			トチノキ	123.2	166.1

3. 3. 3 収縮率

木材の収縮率は収縮量を収縮開始前の長さに対する百分率として表すのが一般的である。

収縮率の表し方は J I S Z 2103 で次のように3つに規定されている。

$$\text{含水率1\%に対する平均収縮率 } \delta = (l_2 - l_3) / n l \times 100 \quad (\%)$$

$$\text{気乾までの収縮率 } \alpha_{15} = (l_1 - l) / l \times 100 \quad (\%)$$

$$\text{全収縮率 } \alpha_{max} = (l_1 - l_3) / l_1 \times 100 \quad (\%)$$

ただし、 l_1 ：生材時の長さ、 l_2 ：気乾時の長さ、 l_3 ：全乾時の長さ、 n ： l_2 を測定した時の含水率、 l ：含水率15%に換算した長さで、次式により算出したもの。

$$l = l_3 + 15 (l_2 - l_3) / n$$

収縮率は木材の方向によって著しく異なり、いわゆる異方的収縮を示す。木材の収縮（膨潤）率は、接線方向で最大で、次に放射方向で、繊維方向で最小である。その比は10：5：1～0.5程度と考えると良い。木材の収縮率を表4に示す。

表4 各樹種の収縮率

樹種	収縮率 (%)									比重		
	含水率15%まで α_1			全乾まで α_2			含水率1%当り α_3					
	T	R	L	T	R	L	T	R	L	r_0	r_{15}	
針葉樹材	スギ	3.5	1.1	0.03	7.2	2.4	0.19	0.26	0.09	0.011	0.33	0.36
	トドマツ	4.1	1.0	0.03	9.5	2.8	0.19	0.38	0.12	0.010	0.39	0.41
	ヒノキ	3.5	1.5	0.05	6.4	3.1	0.25	0.21	0.11	0.013	0.37	0.41
	モミ	2.6	1.3	—	6.1	3.0	0.29	0.24	0.12	—	0.40	0.44
	カラマツ	4.1	1.7	0.01	8.6	3.9	0.18	0.31	0.14	0.011	0.50	0.53
	ツガ	2.9	1.6	0.02	7.2	4.0	0.16	0.30	0.17	0.010	0.51	0.54
	アカマツ	4.4	1.9	0.03	8.9	4.1	0.20	0.31	0.15	0.013	0.52	0.55
	ベイスギ	—	—	—	5.0	2.4	—	0.14	0.07	—	—	0.38
	ベイモミ	—	—	—	6.9	2.9	—	0.20	0.08	—	—	0.43
	ベイトウヒ	—	—	—	7.5	4.3	—	0.19	0.12	—	—	0.45
広葉樹材	ベイツガ	—	—	—	7.9	4.3	—	0.23	0.13	—	—	0.47
	ベイマツ	—	—	—	7.8	5.0	—	0.23	0.14	—	—	0.55
	アガチス	4.2	1.8	0.02	8.6	4.1	0.17	0.30	0.16	0.011	0.43	0.46
	キリ	2.2	0.5	0.02	5.2	1.4	0.17	0.20	0.06	0.011	0.26	0.29
	カツラ	4.1	1.9	0.15	7.5	4.0	0.44	0.24	0.15	0.020	0.45	0.49
	シナノキ	5.7	3.7	0.08	9.6	6.7	0.25	0.28	0.21	0.012	0.46	0.49
	ブナ	6.9	2.4	0.11	11.5	5.0	0.37	0.33	0.18	0.017	0.64	0.68
	ミズナラ	5.9	2.0	0.24	10.1	4.3	0.48	0.30	0.16	0.016	0.65	0.70
	マカンバ	3.9	2.6	0.20	7.6	5.2	0.44	0.26	0.21	0.016	0.61	0.65
	タブノキ	4.1	1.6	0.06	8.1	4.0	0.23	0.28	0.16	0.012	0.63	0.68
広葉樹材	アカガシ	6.8	2.6	0.09	12.1	5.6	0.27	0.38	0.20	0.013	0.87	0.92
	イスノキ	8.9	3.9	0.11	14.2	6.9	0.29	0.39	0.21	0.012	0.88	0.92
	レッドラワン	4.2	1.4	0.05	8.1	3.3	0.26	0.27	0.13	0.014	0.47	0.51
	カプール	5.2	1.7	0.03	10.0	4.2	0.24	0.35	0.17	0.013	0.62	0.65
	アピトン	6.6	2.8	0.01	11.3	5.7	0.21	0.34	0.20	0.013	0.68	0.72
	クルイン	8.3	3.9	0.03	13.7	7.5	0.22	0.39	0.25	0.013	0.76	0.79
	ジョンコン	4.1	1.8	0.02	8.1	4.1	0.18	0.28	0.16	0.011	0.47	0.50
	ラミン	5.3	1.7	0.03	10.8	4.8	0.16	0.39	0.21	0.011	0.62	0.65

T：板目方向、R：柃目方向、L：材長方向、 r_0 ：全乾比重、 r_{15} ：気乾比重
(寺沢・筒本共著 木材の人工乾燥 P.18)

3. 3. 4 吸水性

木槽に用いる木材は水が直接接する状態で使用される。樹種別の木材の吸水特性は重要な性質である。

木材の吸水は、主として木口面から繊維方向に水が浸透する。これは、毛管の表面張力によるものである。半径 r の毛管では、毛管中への水の浸透長 L は、次式で表される。

$$L = r \sigma \cos \theta \cdot t / 2 \eta$$

ここで、 η : 水の粘度 ($\text{dyn} \cdot \text{s} / \text{cm}^2$)、 σ : 水の表面張力 (dyn / cm)、 θ : 接触角 (deg)、時間 (s)。

実際には、木材の吸水性は、心材 < 辺材、繊維方向に直角方向 < 繊維方向となる。浸透通路になる組織や吸水浸透する組織の範囲は、樹種によって異なる。表5に樹種別の吸水量を示す。

表5 木材の吸水量測定例

樹種	辺心材	吸水面	平均年輪幅 (mm)	気乾比重	試験開始時含水率 (%)	24時間後の吸水量 (g/cm^3)
ヒノキ	心材	木口	0.9	0.37	12.1	0.187
	"	桁目	1.2	0.40	12.8	0.054
	"	板目	1.7	0.46	13.4	0.039
アカマツ	辺材	木口	2.8	0.55	13.1	0.749
	"	桁目	2.9	0.56	13.4	0.096
	"	板目	3.2	0.59	13.7	0.112
ブナ	辺材	木口	3.1	0.65	12.8	0.380
	"	桁目	1.7	0.64	12.4	0.069
	"	板目	3.2	0.65	12.9	0.083
ケヤキ	心材	木口	3.8	0.71	12.0	0.222
	"	桁目	3.9	0.71	12.2	0.038
	"	板目	4.3	0.73	12.1	0.070
アカラワン	心材	木口	—	0.42	12.5	0.143
	"	桁目	—	0.41	12.9	0.025
	"	板目	—	0.41	13.0	0.033

JIS A 1004 (1954) による、数値は5個平均、防水には常温硬化性石炭酸系合成樹脂を使用。

3. 3. 5 熱伝導率

定常状態で熱の一次元の流れを考えると、h時間に材料を伝導する熱量(q)は、材料の両表面温度差($\theta_1 - \theta_2$)、面積(s)に比例し、厚さ(d)に反比例して流れる性質がある。この関係は次式で表されるが、この式の中の材料固有の定数 λ が熱伝導率である。すなわち材料の熱の通し易さを示すもので、値が小さいほど熱を通しにくく断熱性がよいことを示す。

$$q = \lambda (\theta_1 - \theta_2) s \cdot h / d$$

木材の熱伝導率は様々な材料の中でも値が小さく断熱性能が高い材料であり、保温材としての性能を備えている。熱伝導率は図3、図4、表6に示すように実用的には比重、含水率、材料温度とほぼ直線的な関係があるとみなせる。

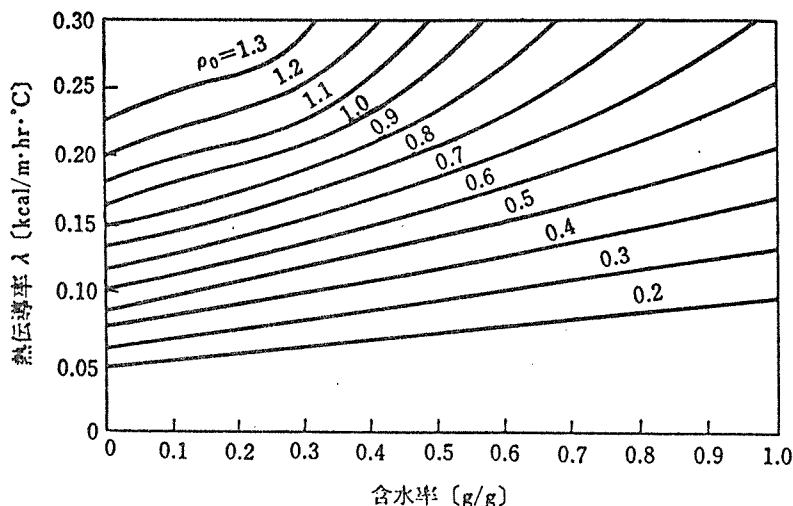


図3 木材の熱伝導率と含水率の関係

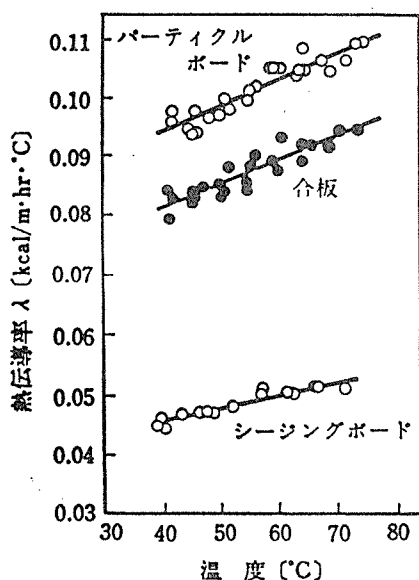


図4 木質材料の熱伝導率と温度の関係 ($\mu = 0\%$)

表6 木質材料の熱伝導率

材	料	比重	熱伝導率 λ (kcal/m·hr·°C)
針葉樹[Ⅱ]	スギ, エゾマツ	0.30~0.45	0.08
針葉樹[Ⅰ]	マツ, ヒノキ, ヒバ, ツガ	0.46~0.60	0.11
広葉樹[Ⅲ]	ラワン	0.46~0.60	0.11
広葉樹[Ⅱ]	クリ, ミズナラ, ブナ, ケヤキ	0.61~	0.14
合板		0.55	0.11
インシュレーションボード	A級	0.23~0.30	0.042
シーシングボード		0.30~0.40	0.045
ハードボード		0.8~1.1	0.15
パーティクルボード	(200タイプ)	0.79~0.83	0.12
木片セメント板		0.5~0.7	0.15
炭化コルク		0.14	0.032

注 気乾状態, 20°Cにおける値.

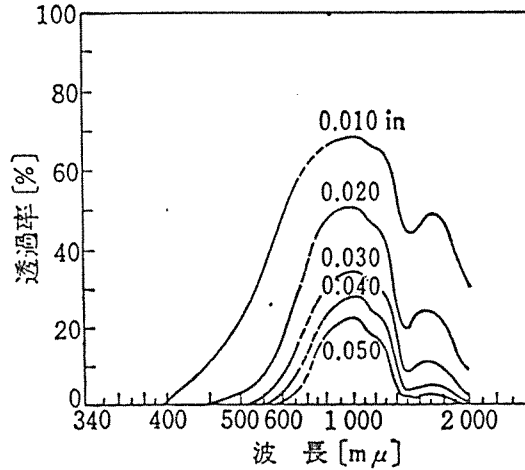
3. 3. 6 光の透過

光の透過率は、投射エネルギーと透過エネルギーとの比で求められるが、光の波長により著しく異なる。また材の厚さが減少すると急に増加する。400 μm以下の光はほとんど透過しないが、可視光線に対してはBeer'sの法則が成立する。

$$\log(I_0/I) = kt$$

ここで、 I_0 ：投射光度、 I ：透過光度、 t ：木材の厚さ、 k ：定数（波長200～2000 μmの範囲では25～34である）、 k 値は比重、材の色によって変化する。

図5に光の波長と透過率の関係を、材の厚さ（インチ）別に示した。



試料：ボンデローサマツ

図5 厚さが異なる場合の波長と透過率の関係

3. 3. 7 むり込み

実際の構造物では、材全面に荷重が作用することはまれであり、材の局部に荷重が加わるのが普通である。この場合の圧縮変形をむり込みといい、その比例限度をむり込み比例限度と呼ぶ。むり込みは、被圧材の材料条件、加圧材の材質、形状、それらの位置関係により異なる。一般にむり込み比例限度は、全面加圧の時最低値を示し、余長が大きくなるほど増大するが、正方形断面の場合には余長の長さが高さの1.5倍以上になるとほとんど変化しなくなる。荷重方向による差は、針葉樹材では、

まさ目方向 > 板目方向 > 45度方向

広葉樹材では、

まさ目方向 > 板目方向 = 45度方向

である。表7に樹種別、各種の加圧条件の違い、方向別によるむり込み比例限度を示す。

表7 各種の加圧条件によるむり込み比例限度

樹種	年輪幅 (mm)	含水率 (%)	比重	縦圧縮 強さ (kg/ cm ²)	余長のある場合			端末加圧の場合			全面加圧の場合		
					R (kg/ cm ²)	T (kg/ cm ²)	45 (kg/ cm ²)	R (kg/ cm ²)	T (kg/ cm ²)	45 (kg/ cm ²)	R (kg/ cm ²)	T (kg/ cm ²)	45 (kg/ cm ²)
スギ	6.0	14.0	0.30	284	36	29	21	27	22	15	27	17	10
エゾマツ	3.5	16.0	0.39	291	35	29	20	—	—	—	27	20	7
アカマツ	2.0	14.0	0.46	411	59	52	38	46	38	25	38	29	17
ブナ	2.0	15.5	0.62	486	115	79	77	87	55	57	77	48	45
アビトン	—	15.0	0.69	562	86	57	51	76	50	—	45	32	30

3. 3. 8 摩耗

耐摩耗性はテーパ型摩耗試験機を用いて測定した厚さ摩耗量の大小で表されるが、実際に使用される場合には、かなり経験的な判断に頼っていることが多く、特別に数値化された基準はない。しかし、あえて耐摩耗性の基準を設定するとすれば、少なくともスギ材、ヒノキ材、ベイスギ材、ベイマツ材など、特別な支障はないようであるから、これらの樹種の耐摩耗試験データ以下の数値であれば、実用上支障がない基準として一応の設定が可能かと考える。なお、摩耗量は比重の大きな樹種の方が小さい傾向があり、摩耗量と木材の比重の関係は、次式で示される。

$$d = 14.30 \times r^{-1.435} \text{ (柾目)} \quad d = 13.29 \times r^{-1.756} \text{ (板目)}$$

表 8 各樹種の摩耗量測定値 (柾目で100回転目)

樹種	摩耗面	比重	厚さ摩耗量 [μ] d(100~500)	樹種	摩耗面	比重	厚さ摩耗量 [μ] d(100~500)	樹種	摩耗面	比重	厚さ摩耗量 [μ] d(100~500)
アカマツ	R	0.48	52~174	ブナ	R	0.58	39~137	タブノキ	R	0.52	62~263
	T	0.46	57~207		T	0.58	35~145		T	0.51	73~314
エノマツ	R	0.36	79~275	ハンノキ	R	0.49	41~171	トチノキ	R	0.50	47~134
	T	0.37	84~339		T	0.47	53~195		T	0.51	50~169
ヒメコマツ	R	0.41	72~319	セン	R	0.55	32~116	ヤチダモ	R	0.68	28~101
	T	0.37	91~411		T	0.52	33~139		T	0.66	34~138
ヒノキ	R	0.39	75~285	ハルニレ	R	0.53	42~175	ヤマザクラ	R	0.57	39~148
	T	0.40	92~357		T	0.58	39~164		T	0.56	39~148
ヒノキアスナロ	R	0.47	63~271	ホオノキ	R	0.47	57~213	アビトン	R	0.73	25~
	T	0.46	77~324		T	0.49	58~225		T	0.74	28~
イチイ	R	0.50	43~169	イスノキ	R	0.91	21~91	ジョウコシ	R	0.52	40~
	T	0.48	57~258		T	0.88	23~94		T	0.52	57~225
カラマツ	R	0.57	37~142	イタヤカエデ	R	0.63	27~116	カブール	R	0.71	30~
	T	0.54	62~215		T	0.61	22~92		T	0.72	34~
カヤ	R	0.52	50~203	カツラ	R	0.48	55~195	ラミン	R	0.67	31~
	T	0.50	49~190		T	0.49	59~203		T	0.69	30~112
クロマツ	R	0.57	52~200	ケヤキ	R	0.66	22~98	レッドラワン	R	0.58	37~153
	T	0.61	44~194		T	0.64	27~144		T	0.58	38~
モミ	R	0.42	46~195	キリ	R	0.25	121~370	チーク	R	0.61	48~209
	T	0.43	71~231		T	0.26	138~490		T	0.60	51~
サウラ	R	0.33	88~379	クスノキ	R	0.69	33~155	ウォールナット	R	0.67	28~120
	T	0.34	119~468		T	0.68	44~194		T	0.66	25~
スギ	R	0.39	74~275	マカンバ	R	0.70	31~128	ホワイトメランチ	R	0.54	51~
	T	0.40	69~251		T	0.67	24~125		T	0.54	55~232
トドマツ	R	0.42	84~322	ミズメ	R	0.67	27~130	サベリ	T	0.68	25~129
	T	0.43	90~335		T	0.71	24~128		バユール	T	0.45
トウヒ	R	0.41	77~257	ミズナラ	R	0.70	30~125	ブビンガ	T	0.97	15~58
	T	0.40	77~263		T	0.75	28~121		ダオ	T	0.68
ツガ	R	0.56	36~145	シナノキ	R	0.52	64~274	マヤビス	T	0.39	105~434
	T	0.57	40~151		T	0.52	66~285		ベルポック	T	0.49
アカガシ	R	0.94	17~81	シオジ	R	0.54	41~177	ブライ	T	0.43	83~334
	T	0.94	21~91		T	0.51	53~200		セブター	T	0.46
アサダ	R	0.72	26~96	シラカシ	R	0.96	16~77				
	T	0.74	27~113		T	1.00	15~73				

注 d(100~500): 100回転, 500回転目の厚さ摩耗量 (テーパ型摩耗試験機).

3. 3. 9 摩擦係数

ふたつの物体が互いに接して運動しようとするときの、これを阻止しようとする力が働く。この力を摩擦力という。摩擦力と荷重に対する法線力の比を摩擦係数という。物体がまさに動き始めようとするとき、摩擦力は最大となるが、この時の摩擦係数を静摩擦係数という。また物体が相対運動しているときの摩擦係数は静摩擦係数よりも小さく、これを動摩擦係数と呼ぶ。摩擦係数は材料の組み合わせ、摩擦面の荒さ、潤滑油有無、滑り、転がりなどにより非常に値が異なる。潤滑面の摩擦係数は乾燥面のその1/2~1/10である。木材の鋳鉄に対する動摩擦係数は木口、板目、まさ目を問わず0.09~0.25であり、乾燥したカシ同志の静摩擦係数と、動摩擦係数はそれぞれ0.62、0.48程度である。

3. 3. 10 弾性定数

弾性定数（ヤング係数）は物体が単位のひずみを生じるのに必要な応力を表し、物質の力学的性質を表す重要な定数である。弾性定数の逆数はコンプライアンス（ひずみ率）といい物体の変形のしやすさを表す。したがって、弾性定数が大きいことはコンプライアンスが小さいことになり、物体は変形しにくいことを意味する。

弾性定数は繊維飽和点以下では、含水率の増加とともにほぼ直線的に低下する。その低下割合は、曲げ弾性定数の場合含水率が1%増加するとともにヤング率は2%低下するといわれている。繊維飽和点以上の湿潤状態では、含水率に関係なく一定の値をとる。したがって、湿潤状態のヤング係数は、気乾状態の70%程度となることが予想される。表9に木材の曲げ弾性定数を示す。

表9 木材の弾性定数（林業試験場，1982；Hearmon, R. F. S., 1948 から作成）

樹 種	比 重	含水率 (%)	弾 性 率 ($\times 10^3 \text{ kgf/cm}^2$)			せん断弾性率 ($\times 10^3 \text{ kgf/cm}^2$)			ポアソン比			体積弾性率 ($\times 10^3 \text{ kgf/cm}^2$) K
			E_L	E_R	E_T	G_{LR}	G_{LT}	G_{RT}	ν_{LR}	ν_{LT}	ν_{RT}	
ス ギ	0.33	15.0	75	6.0	3.0	6.5	3.5	0.15	0.40	0.60	0.90	5.4
アカマツ	0.51	13.5	120	12.5	6.5	10.0	5.5	0.45	0.40	0.60	0.65	8.2
ブ ナ	0.62	14.5	125	13.5	6.0	10.0	6.5	2.0	0.40	0.50	0.65	7.2
ミズナラ	0.70	14.5	115	14.5	7.5	9.5	7.0	1.5	0.40	0.60	0.60	9.0
レッドラワン	0.53	16.0	132	10.2	5.2	6.6	4.9	1.2	0.39	0.61	0.62	6.2
シトカスブルース	0.38	13	119	9.2	5.1	7.7	7.4	0.39	0.37	0.47	0.44	5.0
ダグラスファー	0.59	9	167	13.3	9.2	12.0	9.3	0.81	0.43	0.37	0.63	11.6
バルサ	0.13	10	39	1.8	0.6	2.1	1.4	0.20	0.23	0.49	0.67	0.68
イエローポプラ	0.38	11	99	9.1	4.2	7.4	6.8	1.12	0.32	0.39	0.70	5.3
ビ ー チ	0.75	11	140	22.9	11.6	16.4	10.8	4.70	0.45	0.51	0.75	17.2

3. 3. 11 強度

木材の強度特性は、それをとりまく温度や、湿度のような環境の影響を強く受ける。一般には、温度、湿度の上昇によって、強度は低下するが、特に構造材料としては、湿度、すなわち木材の含水率が重要な意味を持つ。建築基準法の許容応力度の扱いでは、水槽のように常時湿潤状態が想定される時には、示された許容応力度の70%の数値を適用するようになっている。すなわち気乾状態の木材の含水率が増すと、含水率1%の増加に対し

て、強度は圧縮の場合6%、引張りの場合1.5%、曲げの場合4%の低下をきたす。含水率30%（繊維飽和点）以上=湿潤状態では一定値を保つ。圧縮の場合気乾状態の強度は湿潤状態になると、その70%になるため、各応力度ともこの低減率によって低減する。

建築基準法施工令に示された繊維方向の許容応力度（表10）は、表9の樹種群の基準強度値をもとに、基準強度のばらつき、木材欠点による低減、荷重継続時間、使用環境、寸法、形状などの係数を勘案して決定されている。

表10 樹種群の基準強度値 (単位: kgf/cm²)

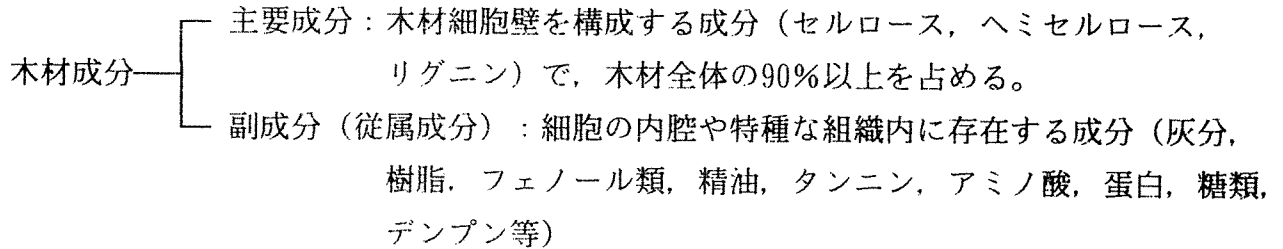
樹 種			縦圧縮強さ	曲げ強さ	せん断強さ
針葉樹	I	アカマツ, クロマツ, ベイマツ	450	800	90
	II	カラマツ, ヒバ, ヒノキ, ベイヒツガ, ベイツガ	425	750	80
	III	ツガ, ベイツガ	400	700	80
	IV	モミ, エゾマツ, トドマツ, ベニマツ, スギ, ベイスギ, スプルース	350	650	70
広葉樹	I	カン	550	1,100	160
	II	クリ, ナラ, ブナ, ケヤキ	430	850	110

表1.1 木材の繊維方向の許容応力度 (単位: kgf/cm², 建築基準法施行令)

樹 種			長期応力に対する値				短期応力に対する値 <i>sf</i>
			圧縮 <i>Lf_c</i>	引張 <i>Lf_t</i>	曲げ <i>Lf_b</i>	せん断 <i>Lf_s</i>	
針葉樹	I	アカマツ, クロマツ, ベイマツ	75	60	95	8	長期応力に対する値の2倍
	II	カラマツ, ヒバ, ヒノキ, ベイヒツガ, ベイツガ	70	55	90	7	
	III	ツガ, ベイツガ	65	50	85	7	
	IV	モミ, エゾマツ, トドマツ, ベニマツ, スギ, ベイスギ, スプルース	60	45	75	6	
広葉樹	I	カン	90	80	130	14	
	II	クリ, ナラ, ブナ, ケヤキ	70	60	100	10	

3.4. 化学成分

木材を構成する化学成分は以下に示す様に、主要成分と副成分に分けられる。



(1) セルロース

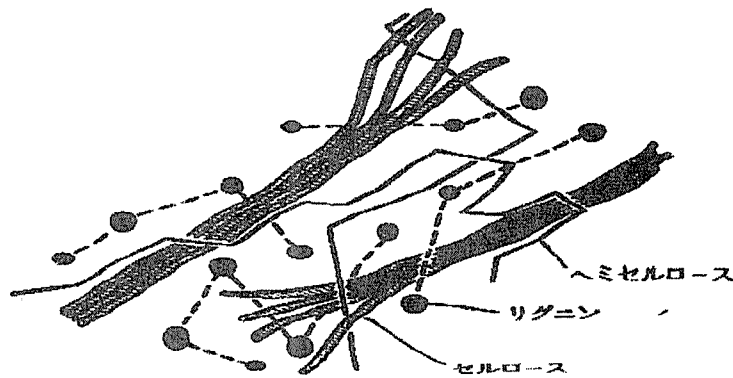
セルロースは木材成分の約50%を占め，グルコース（別名ブドウ糖）が数千個直鎖状に結合したものである。1グルコース当たり3個の水酸基を持つために，部分的に一つのセルロース分子と隣接する他のセルロース分子との間で，様々に水素結合を生じ，結晶構造を作る。水素結合をしていない部分では非晶構造を作る。この様に，セルロース分子鎖はいくつも集まって束になり，束はさらに互いに絡み合いセルロースマイクロフィブリルとして，木材細胞壁に強度を与えている。鉄筋コンクリートに例えるならば，セルロースが鉄筋部分に相当する。

(2) ヘミセルロース

ヘミセルロースは複数の成分より成り，広葉樹と針葉樹材間で化学的な構造および存在量を異にする。主なヘミセルロースは広葉樹材ではキシランであり，針葉樹材ではグルコマンナンである。広葉樹キシランは広葉樹材に20～35%存在し，キシロースが約200程度結合した主鎖に所々アセチル基やグルクロン酸基の枝が出ている。針葉樹のグルコマンナンはグルコースとマンノースが混合し，100個以下に結合した主鎖に所々ガラクトースやアセチル基の枝が出たものである。これらのヘミセルロースはセルロースマイクロフィブリルの間隙を埋める様に存在する。ヘミセルロースは鉄筋コンクリートの鉄筋を結び付ける針金部分に相当する。

(3) リグニン

リグニンは木材の20～30%を占め，木材細胞壁中でヘミセルロースとともにセルロースマイクロフィブリルの間隙を埋める様に存在する。また，木材細胞間層（中間層）に高濃度で存在する。リグニンはフェノール性の化合物（コニフェリルアルコール等のフェニルプロパン類）が三次元網目状に複雑に結合したもので，針葉樹と広葉樹間で構成単位のフェノール物質構造に違いがある。鉄筋コンクリートに例えるならば，リグニンはコンクリート部分に相当する。



木材細胞壁を構成する主要3成分

(善本知孝：木材のはなし，大月書店 p. 25, 1983より)

(4) 副成分

中性溶媒（主としてエーテル・アセトン・エタノール・水など）に溶解する成分や水蒸気蒸留などで留出する揮発性成分で，いずれも主要成分よりかなり分子量が低く，種類も多い。また，各成分の含有量は樹種，樹齡，立地によって異なる。

3.5 微生物による木材の生物劣化と木材腐朽

3.5.1 劣化様式と代表的菌類

微生物による生物劣化には次の様式がある。

- (1) 腐朽：木材の主要成分が菌類生育の栄養源となり，比較的短期間に木材の組織構造が破壊される。その結果，木材に激しい形態的損傷と強度低下を生ずる。担子菌類（いわゆるキノコ）により生じ，腐朽材が白色化するものを白色腐朽と呼び，褐色化するものを褐色腐朽と呼ぶ。これらの他に，非担子菌類（カビ）による軟腐朽がある。

褐色腐朽菌類は針葉樹材を好んで腐朽するものも多く，木造建築物にとって重要な害菌が多い。代表的なものとしてはイドタケ，ナミダタケ，キカイガラタケ，マツオオジ，イチョウタケ，オオウズラタケなどが知られている。

白色腐朽菌類は広葉樹の落枝上などによく見られ，ホシゲタケ，カワラタケ，カイガラタケ，スエヒロタケ，ヒイロタケなどが知られている。

軟腐朽菌類は土壌と接したり，比較的高い含水率の木材を腐朽し，ケトミウムやフィアロフォラなどが知られる。

- (2) 変色：木材の主要成分は分解されず腐朽には至らないが，木材を変色して美観を損ねる。変色は木材内部におよぶが強度低下は生じない。着色原因は着色菌糸，分泌色素，フェノール成分の重合着色化などである。マツの青変やブナの褐変が代表例であり，

ブナノクワイカビやオウレオバシディウムなどが知られている。

- (3) 表面汚染：湿った木材の表面で発生し、様々に着色・汚染する。汚染は内部へは広がらないので、強度的には殆ど問題とならないが、生育により衛生的に問題となる事がある。ケカビ、クモノスカビ、アオカビ、コウジカビ、クロカワカビ、フザリウムなどが知られる。
- (4) バクテリア類による分解：水中ではバクテリア類による木材分解も生ずる。細菌類は木材組織中の壁孔を分解するために、液体の浸透性増加を生ずる。また、木材の主要成分も分解されるが、経済的重要性については不明な点が多い。

腐朽，変色，表面汚染の原因菌類についてその分類上の位置と，木材成分の分解をまとめると，およそ次表通りとなる。

木材劣化様式と菌類の分類群及び木材成分分解の関係

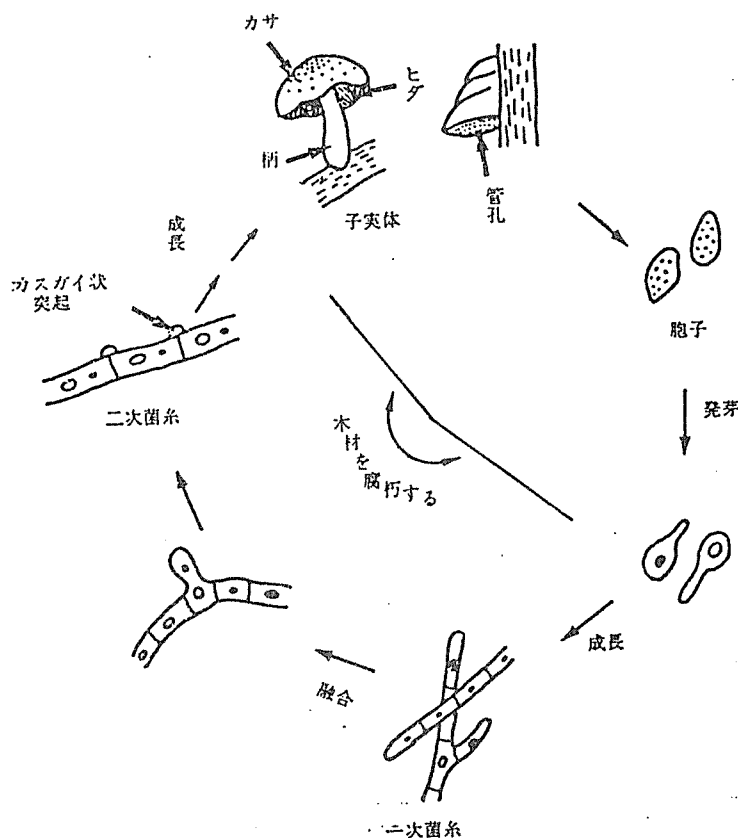
劣化様式	科学的分類群			木材主要成分			副成分
	接合菌	担子菌	不完全菌	セルロース	ヘミセルロース	リグニン	澱粉 蛋白質 ・・ノ糖酸
褐色腐朽		○		○	○	・	○
白色腐朽		○		○	○	○	○
軟腐朽	○		○	○	○	△	○
変色	○		○	—	—	—	○
表面汚染	○	○	○	—	—	—	○

○：該等もしくは分解する，△：一部分解する

・：ほとんど分解しない，—：分解しない

3.5.2 木材腐朽菌類の生活環

木材の生物劣化の中で、最も恐ろしいのは激しい強度低下と形態損傷が生ずる故に腐朽であり、木材腐朽菌類は木材上で図のような生活を行っている。



(1) 孢子

菌類の体から離れて行く生殖細胞で、生育が止まった状態にあり、乾燥や高温に対して抵抗力がある。

(2) 菌糸

孢子は水を吸収して発芽し、一次菌糸を生ずる。この一次菌糸は木材を分解して栄養を取りながら成長を続ける。やがて性の異なる孢子から生じた菌糸どうしが出会うと融合して二次菌糸を作る。二次菌糸もまた木材を分解し、栄養源とする。

(3) 子実体

二次菌糸が成長を続け、最終的には子実体と呼ばれるキノコを作る。子実体の裏面には担子器とよばれる先端が膨らんだ構造を作る。この担子器上に通常4個の孢子が作られる。

3.5.3 腐朽条件

(1) 栄養

木材腐朽菌類やその他の劣化を生ずる微生物にとって、生育のための栄養源は、木材中の諸成分そのものである。

セルロースは腐朽菌類の良好な栄養源となる。これはセルロースを構成するグルコースの繋がり方を少し変えると、我々人間にとっても良い栄養源として知られる澱粉の一部アミロースとなることから容易に想像されよう。なお、セルロースの分解様式は、腐朽様式により異なっている。白色腐朽や軟腐朽では、通称セルラーゼと呼ばれる複合酵素によりセロビオースへと分解される。セロビオースはグルコースへとさらに加水分解される。生じたグルコースは菌体内部に吸収され、エネルギー源となり、また菌体成分の合成に用いられる。褐色腐朽におけるセルロース分解は不明な点が多く、急激な解重合には非酵素的な・OHラジカルの関与が考えられている。

ヘミセルロースもセルロース同様に糖類の重合体であり、腐朽菌類の良い栄養源となる。

ヘミセルロースの分解には、各構成要素間の結合を加水分解して切断する酵素が必要である。広葉樹キシランの場合、キシラナーゼなどが作用して、キシロースやグルクロン酸を生ずる。針葉樹マンナンの場合、マンナナーゼなどが作用して、マンノース、グルコース、ガラクトースを生ずる。これらの加水分解酵素により生じた単糖類は菌糸体に取り込まれ利用されて行く。なお、褐色腐朽では・OHラジカルによる分解も生ずるものと考えられる。

リグニンは自然界で主に白色腐朽菌類によって分解される。リグニンを構成するフェニルプロパン単位間の化学結合は多種多様であり、生分解の詳細は不明な点が多い。健全及び腐朽リグニンの比較などより、フェニルプロパン側鎖の酸化的解裂、脱メトキシ化、芳香核の水酸化および核解裂を経て分解が進行すると考えられている。リグニン分解に関与する酵素としてはリグニンペルオキシダーゼ、マンガンペルオキシダーゼやラッカーゼが研究されている。

副成分の中でフェノール類やタンニン、精油等の抽出成分は生物の生育にとって毒物として作用する。これらの成分は樹種によって含量に違いがあり、耐朽性の違いの一因となっている。例えばヒバ材やタイヒ材が高耐朽性であるのはヒノキチオール（別名βツヤプリシン）を含むからである。ヒノキ材はカジノール、クリ材はタンニン、チーク材はラパコノンを含み、高耐朽性の一因となっている。また、これらの抽出成分は、心材特に辺材に近い心材に比較的多量に存在し、心材が辺材よりも生物劣化を受け難い原因となっている。

一方、蛋白質やアミノ酸、糖類、澱粉等は生物の良好な栄養源であり、心材よりも辺材に多く含まれる。特に、蛋白質やアミノ酸、その他の含窒素成分は腐朽速度に影響を及ぼす。腐朽菌類の菌糸体には数パーセントの窒素が含まれている。一方、木材は形成層や未成熟材を除くと、極めて少量の窒素しか含んでいない。木材では炭素対窒素の含有比が千対一を越えることも珍しくない。腐朽菌が木材を分解するために分泌する諸酵素は淡泊質であり、比較的高い窒素含量を持っている。腐朽菌類は窒素を得ることなしに木材を腐朽出来ない。従って、木材が使用される環境から窒素が供給される場合、例えば土壤中に埋め込まれた木材に土壤中の水溶性窒素が入り込み、木材の窒素含量が高くなると腐朽速度はかなり速くなる。以上の様に、辺材は生物劣化を受け易くなっている。

(2) 水分

繊維飽和点(25~30%, 平均28%)から飽水状態までの含水率で木材腐朽は生ずる。これは木材の腐朽には自由水の存在が必要なことを意味している。一般に腐朽の進行が速いのは、繊維飽和点よりも含水率が10%以上高い状態から150%までである。なお、時として乾燥している木材に腐朽が生ずることがある。これを乾腐朽もしくは乾腐と呼ぶが、代表的な原因菌類はナミダタケである。ナミダタケは菌糸がたくさん集まって出来た菌糸束を作り、あたかも植物の根の様に、木材以外の湿った所から水を得て腐朽を生ずる。

(3) 温度

木材腐朽菌類は、種類により生育に適する温度が異なるが、一般に生育可能な温度は0~

50℃である。成長速度は生育適温まではゆっくりとしたカーブで上昇し、適温をすぎると急激に減少し死滅する。代表的な腐朽菌類の生育適温を低・中・高に大別すると次表の様になる。

	生育適温	腐朽菌類
好低温菌類	24℃以下	イドタケ, ナミダタケ
好中温菌類	24~32℃	イチョウタケ, カイガラタケ, オオウズラタケ, カワラタケ, スエヒロタケ, マツオオジ
好高温菌類	32℃以上	キカイガラタケ, ヒイロタケ

(4) 空気(酸素)

微生物は栄養物質を分解して、自己の体を作り繁殖する。言い換えるならば、栄養物が微生物によって、自身の体へと変化する。この変化にはエネルギーが必要であり、このエネルギーもまた栄養を取ることによって得ている。エネルギーを得る過程には、酸素を必要とする『呼吸』と必要としない『発酵』の2通りのやり方がある。酸素を必要とする微生物を好気性微生物、必要としないものを嫌気性微生物と呼ぶ。木材腐朽菌類は、好気性微生物であり、酸素が無いところでは生育出来ず、従って木材を腐朽出来ない。

(5) その他

木材腐朽菌類の生育に適するpHは5~6.5の範囲である。木材のpHは樹種によって異なるが、凡そ4.5~6.5の範囲にあり、木材腐朽菌類は十分生育可能である。褐色腐朽では腐朽の進行に伴いpHは低下するが、白色腐朽ではあまり低下しない。

一般に光は腐朽菌類の生育に影響を及ぼさず、子実体(キノコ)の形成に影響を及ぼすと考えられている。

3.5.4 耐朽性

木材が様々な劣化に抵抗して、どの位長持ちするのかを木材の耐久性と言う。耐久性を損なう劣化現象はおよそ次表のとおりである。

劣化現象と劣化原因

劣化現象	劣化原因
風化	紫外線, 風雨, 塵芥等
摩耗	土砂, 塵芥等
腐食	塩素ガス, 亜硫酸ガス, 化学薬品等
腐朽	木材腐朽菌類, 軟腐朽菌類
変色・汚染	変色菌類, 表面汚染菌類
虫害	シロアリ, ヒラタキクイムシ等

腐食性ガスや薬品によるものを除くと、最も激しい劣化は生物、特に腐朽菌類によるものである。風化や摩耗は腐朽に比べるとはるかに影響が少ない。一般に、風化だけであると、100年間に0.5～1.27インチの厚さ現象が報告されている。スギ下見板については日当たりの良い南側で66年間に2.2mmの厚さ減少が報告されている。つぎに代表的木材(主に心材)の耐朽性について、以下の表に示す。

木材(主に心材)の耐朽性

耐朽性区分	国産	米国产	熱帯産	シベリア産
大	ヒノキ, クリ	ベイヒ, ベイヒバ	チーク, タイヒ	
	ヒバ, ケヤキ	ベイスギ	コキー	
	ヤマザクラ	レッドウッド	バンキライ	
中	スギ, カラマツ	ベイマツ	アピトン	カラマツ
	ヒメコマツ	カラマツ	レッドラワン	ベニマツ
	カシ, ナラ		ダークメランチ	
小	エゾマツ, ツガ	スプルース	アンペロイ	エゾマツ
	トドマツ, モミ	ストロブマツ	ラミン	トドマツ
	アカ・クロマツ	ベイツガ		
	トウヒ, ブナ	ベイモミ		

4. 設計及び構造

木槽の設計には、静荷重及び地震時の変動水圧による荷重を加算し、それらの合力に対して、木槽各部に発生する応力が、材料の許容応力以内に収まるようにすることが必要である。

4. 1 設計上の留意点

4. 1. 1 変動水圧

変動水圧の計算は、建設省住宅局建築指導課監修「建築設備耐震設計・施工指針」によることを原則とする。なお、さらに詳細については、(社)強化プラスチック協会発行の「FRP水槽構造設計計算法(増補改訂版)」を参照するとよい。

4. 1. 2 耐震設計における係数

建設省住宅局建築指導課監修「建築設備耐震設計・施工指針」に準ずる値を用いることを原則とする。

4. 1. 3 その他荷重条件

- ①積雪 各地方の設定積雪値を用いる。
- ②風圧 塔槽類に準ずる。
- ③天端への人の荷重 個々に設定する。

4. 1. 4 許容応力

木材については日本建築学会「木構造設計基準」、また鋼材等については建築基準法施行令等によることを原則とする。

4. 2 構造上の留意点

木槽の基本構造は建設省住宅局建築指導課監修「給排水設備技術基準・同解説」によることを原則とする。

「解説」

槽構造は、構造強度、価格、耐久性、および維持管理に影響を及ぼす。木槽では、搬入・揚重・補修・解体・移設の面で有利なノックダウン方式による円筒形、楕円筒形または角形が主である。接合方法は、前二者では本核接合した側板を丸鉄輪と締め金具とで締め付けるのに対して、後者の基本形は校倉で、相対する側板をボルト・ナットを用いて緊結する。円筒形は強度及び価格の面で優れている。角形は限定された空間を有効に利用する点で優れているが、接合部からの漏水の危険性が高く、構造上補強材を必要とし、また槽内部に多数のボルトを配置する必要があるために清掃がしにくいこと等課題が多い。

なお、木槽では、保温構造並びに防露及び結露受け構造は、通常使用状態では特に配慮する必要はない。

表 建設設備耐震設計施工指針に掲げる荷重及び外力

応力の種類	荷重及び外力について想定する状態	一般の場合	建築基準法施行令(以下「令」という。)第86条第2項ただし書の規定によって特定行政庁が指定する多雪区域における場合	備考
長期の応力	常時	G + P	G + P + S	
	積雪時	G + P + S	G + P + S	
短期の応力	暴風時	G + P + W	G + P + W	水又はこれに類するものを貯蔵する屋上水槽等にあつては、これの重量を積載荷重から除くものとする。
	地震時	G + P + K	G + P + S + K	

この表において、G、P、S、W及びKは、それぞれ次の応力(軸方向応力、曲げモーメント、せん断応力等の各をいう。)を表すものとする。

G 屋上水槽等及び支持構造部の固定荷重による応力
P 屋上水槽等の積載荷重による応力
S 令第86条に規定する積雪荷重による応力
W 風圧力による応力

この場合において、風圧力は、次のイによる速度圧に次のロに定める風力係数を乗じて計算した数値とするものとする。ただし、屋上水槽等又は支持構造部の前面にルーバー等の有効なしゃへい物がある場合においては、当該数値から当該数値の1/4を超えない数値を減じた数値とすることができる。

イ 速度圧は、令第87条第2項の規定により計算すること。この場合において「建築物の高さ」とあるのは、「屋上水槽等又は支持構造部の地盤面からの高さ」と読み替えるものとする。

ロ 風力係数は、令第87条第4項の規定に準じて定めること。ただし、球形又はこれに類する形状の屋上水槽等にあつては、0.5とするものとする。

K 地震力による応力

この場合において、地震力は、特別な調査又は研究の結果に基づき定める場合のほか、次の式によって計算した数値とするものとする。ただし、屋上水槽等又は屋上水槽等の部分の転倒、移動等による危害を防止するための有効な措置が講じられている場合にあつては、当該数値から当該数値の1/2を超えない数値を減じた数値とすることができる。

$$P = kw$$

この式において、P、k及びwは、それぞれ次の数値を表すものとする。

P 地震力(単位 kg)
k 水平震度(令第88条第1項に規定するZの数値に1.0以上の数値を乗じて得た数値とする。)
w 屋上水槽等及び支持構造部の固定荷重と屋上水槽等の積載荷重との和(令第86条第2項ただし書の規定によって特定行政庁が指定する多雪地域においては、更に積雪荷重を加えるものとする。)(単位 kg)

4.3 部材構成法

①側板

板幅及び厚みがそれぞれ12～25cm及び5～10cmで、長さが木槽本体の全高とほぼ一致する寸法の板材で構成するのが一般的である。幅方向は本核加工し、さらに両側断面には木槽直径に応じて角度を付ける。

②底板

板幅及び厚みがそれぞれ12～30cm及び5～10cmで、長さが木槽直径から側板厚さを差し引いた寸法の板材で構成し、円形状に引き回されることが多い。ただし楕円木槽の場合は楕円状に、角槽の場合は四角状に加工される。底板の側断面は正確に面が合うように加工し、だぼ接合または本核接合する。清掃が容易なように水勾配をつける。

③丸鉄輪

口径12～21mmの丸鉄鋼を円曲げしたものが一般的である。これに締め金具をはめ、ラチェットレンチ、ギヤードレンチ、トルクレンチなどで側板を締め付ける。

④根太

板幅が7～15cm、厚みが9～20cmの角材が使用されることが多い。

⑤蓋

3～4cmの厚みの板を本核（または雇い核）加工し、蓋棧及び側板木口面はステンレス釘などで打ちつける。屋外配置の場合には雨水流入防止のため、更に上面にステンレス板などを張り、水勾配をもたせ、軒先は木槽本体より5～10cm張出す。虫等の小動物進入を防ぐために、蓋材木口や軒先部分を覆ったり、またはシールする。

⑥蓋棧

板幅が5～10cm、厚みが10～20cmの角材を70～100cmピッチで取り付ける。木槽直径7m程度から支持柱を設置することもある。

⑦マンホール

通常は一重マンホールであるが、屋外設置の場合には二重マンホールも使用される。

⑧内外梯子

内部、屋外ともに木製梯子が多く、梯子の支持は木製の角材またはステンレス金具などを使用する。

⑨締め金具

形状は一方締めと二方締めのタイプにわかれる。メーカーによって推奨する金具は異なるが、締め付け力を丸鉄輪だけに伝える形状が良い。

5. 加工方法

5. 1 乾燥

5. 1. 1 乾燥の必要性

木材製品をつくる時には材料の乾燥は不可欠である。それを理解するためには木材と水の関係、つまり水が抜けるときにどのようなことが起こるのかを知っておく必要がある。

生材を大気中に放置すると乾燥して、大気の温度湿度と平衡を保つ含水率まで乾燥する。このときの含水率を平衡含水率という。日本では含水率15%程度であり、この時の含水率を気乾含水率という。木槽の場合には、水と接する内側はかなり高い含水率状態にあるが、桶の外側は空気に接し、ほぼ気乾含水率に近い平衡含水率となる。

木材は含水率が変化すると収縮（膨張）する性質がある。また断面の違い、例えば半径方向、接線方向によって収縮の程度が異なる性質がある（収縮異方性）。収縮異方性があるため木材は乾燥すると様々に変形する（図1）。

また木材の収縮は含水率が28%以下で始まる。この28%は繊維飽和点（FSP）といって、木材を構成する分子のうち水と結合できる部分がすべて水と結合した状態であるとされている。これ以下の含水率では、乾燥に伴い木材と結合していた水分子（結合水）がはずれるため、その水分子の占めていた体積だけ木材寸法が減少する。一方、FSP以上の含水率では、水は細胞の内腔、細胞間層などに自由水として存在する。この場合には、含水率が増えると木材重量は増えるが木材の寸法変化がないため体積は増えないことになる。

したがって、木材が収縮して割れや狂いが問題となるのはFSP以下の含水率域である。前述のように木材製品は平衡含水率付近の含水率で使用されることが多く、しかも平衡含水率はFSP以下であるため当然収縮に伴う損傷が問題となる。

木材が乾燥して行く場合には、材の表面と内部では同じ含水率で乾燥してゆくことはない。通常表面が早く乾燥して低い含水率となるが、内部はなかなか乾燥して行かない。そこで、内部と表面で含水率が異なる状態となる。これを水分傾斜といい、木材の表面付近がFSP以下の含水率になり、水分傾斜が大きいと収縮による乾燥応力が問題となり、割れの危険性も高くなる。

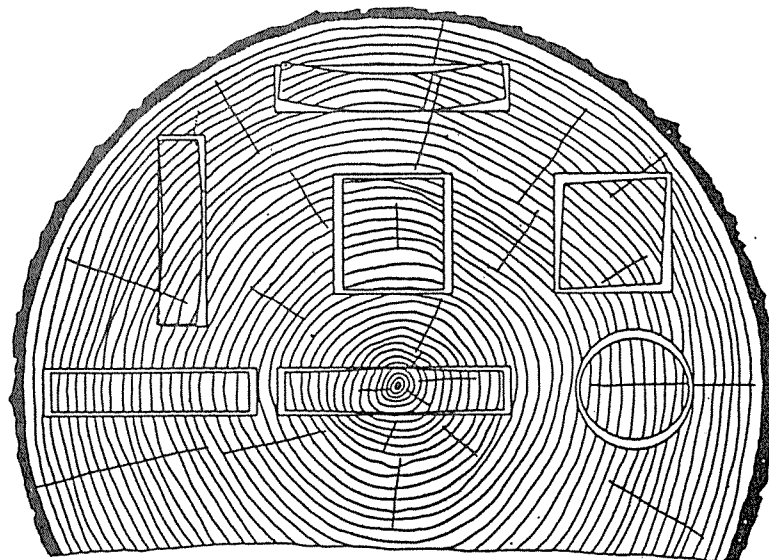


図1 木取り位置と収縮による断面の変形

5. 1. 2 乾燥の要件

木材乾燥は、時間、品質、乾燥コストを考慮して乾燥することが重要である。すなわち、(1) 短時間で仕上げること、(2) 損傷を少なく仕上げること、(3) 目標値まで均一に仕上げること、(4) 安価に仕上げること、を常に考えなければいけない。ところが、「短時間」で仕上げることと、「損傷を少なく」仕上げることは、両立しにくい条件であり、さらに「安価で乾燥する」という条件が加わると複雑になる。したがって、最終製品に要求される性能、使用する木材の特徴などを勘案し、乾燥コストや設備の減価償却と製品の付加価値のバランスを考えながら、最適な乾燥方法・システムを決定する。前述の「時間」、「品質」、「安価」のうち、どの条件を優先させるかによって、導入すべき乾燥装置、乾燥技術も異なる。的確に判断して乾燥技術を選択することが重要である。

5. 1. 3 乾燥方法

(1) 天然乾燥

天然乾燥は、屋外に木材を積積して、大気温度、湿度、風ならびに太陽の熱で乾燥する方法で、最も基本的な乾燥法である。

人工乾燥装置があまた出現する昨今であるが、天然乾燥の果たす役割は大きい。含水率管理が厳しい家具用広葉樹材乾燥においては予備乾燥として、含水率を揃えるという観点から当然のこととして行われてきた。また、針葉樹構造材のように製品の付加価値の低い材の乾燥においては、天然乾燥を上手に組み入れることにより安価な乾燥が可能となる。天然乾燥は一見簡単なように思えるが、以外と基本が守られていない場合が多い。重要な

ポイントは土場の管理と積積方法にある。天然乾燥における積積の基本は①狂い防止のため同一厚さの積木を上下方向に揃えて挿入すること、②積積上部は日射、風雨を直接受け品質劣化が著しいので屋根を設けること、③基礎部は雨の跳ね返りなどをさけるため、50cm程度の高さから積積すること、腐朽カビ対策として土場の水はけをよくすること、④風通しを考え積積の位置(土場配置)を決定すること、⑤積木の管理を十分にすること。雨ざらしを避ける保管法を考えること、⑥乾燥経過を把握すること。さらに季節別にどのくらいで乾燥するのかをあらかじめ調べて置くことも必要である。

(2) 蒸気式乾燥

通常、送風機が室内に設置されるタイプが多く内部送風機型(あるいはインターナルファン型、略してIF型)蒸気式乾燥装置とよばれるものが多く普及している。この装置を使用した乾燥は人工乾燥の中では、もっともポピュラーであり、乾燥スケジュールなど乾燥技術も最も確立されている。普及率も70%以上と高い。乾燥室の必要条件である温度、湿度、風の制御が十分に行えるため、現状では様々な乾燥要求に対応できる最もオールマイティーな乾燥装置である。

この乾燥装置は、重油、軽油、木くず焚きなどのボイラによる蒸気を熱源として、これを加熱管に通し乾燥室内の空気を加熱する加熱空気乾燥である。乾燥室内の湿度調節は、乾燥室内に設置された増湿管、蒸着管に蒸気を通し、それらからの蒸気の噴射と吸排気筒のダンパ開閉によって行う。乾燥室内の温度、湿度の均一化を計るため、乾燥室上部あるいは側部に数台の送風機が設置される。乾燥室の規模は収容材積14m³前後のものが多い。また乾燥室一室ごとに貫流ボイラがセットになったユニットタイプの据置式乾燥室もある。またコンクリート、コンクリートブロック造の造付けの多室タイプ向けの構造などがある。

また、材の搬入方法の違いにより台車方式またはフォークリフト方式がある。最近は各種自動制御を導入したものもある。

(3) 除湿乾燥

基本的には乾燥室内空気を除湿機（ヒートポンプ）内の凝縮機の廃熱および補助ヒータにより加熱して比較的低温（40℃前後）な加熱空気にして、送風機により乾燥室内を循環させる。材間を通過し木材水分を蒸発させて湿った空気は再度除湿機内の蒸発機で乾いた空気に変え、加熱循環しながら乾燥する。ヒートポンプを利用することが特徴である乾燥法である。通常、乾燥に要するエネルギーは除湿機、補助ヒータ、ファンの動力など電気でもかなわれる。ボイラがいらず、リスクの少ない低温乾燥であり、基本的に除湿機の能力次第で機械まかせな乾燥であるため、新たに乾燥を始める場合には導入しやすい。

装置構成は気密性の良い乾燥室、除湿機、補助ヒータ、空気循環用送風機、制御盤などからなり、比較的シンプルな装置構成である。装置価格は蒸気式乾燥装置より安価である。

(4) 高周波減圧乾燥

圧力缶体の中にベタ積みした材に一定間隔に電極板を挿入した台車を収容して、缶内空気を真空ポンプで50トル（大気圧の1/11の圧力）程度まで減圧して、乾燥を進める減圧乾燥である。減圧と同時に電極板に高周波（5～15メガヘルツ）を印加して、木材を誘電加熱して材温を高め乾燥を促進する。蒸気式、除湿式などの加熱空気による乾燥は材の表面から熱を加える外部加熱である。一方、高周波による内部加熱では、材内部を表面よりも高温にすることができるため乾燥にとって理想的な蒸気圧差をつけることができるため急速乾燥ができる。また断面が大きな材の乾燥が可能である。減圧下では水の沸点も低く40℃前後であり、低温乾燥にも係わらず材内の水分移動速度を大きくすることができる。乾燥に要するエネルギーは電力でもかなわれる。装置構成は高周波発信機、コンデンサ、水冷却装置群、台車、制御盤などからなる。装置は他の乾燥装置に比較して複雑で高価である。

(5) 太陽熱利用乾燥

乾燥に必要なエネルギーを太陽熱から得て乾燥を行う装置で、最大の特徴は省エネルギーによる乾燥コストの低減を目指している点である。個々の装置には、太陽熱エネルギーを効率良く集熱、蓄熱するために集熱器、蓄熱槽、熱交換器、温湿度制御など特別の設備、機器を備えて人工乾燥装置の省エネルギータイプとしての利用を考えたアクティブソーラシステム、また壁体を透過体で囲み、ブロック、水、木材等の蓄熱材に直接太陽エネルギーを集熱、蓄熱し、その熱を自然放熱するパッシブソーラシステムがある。後者は天然乾燥と同様に気象条件に強く影響を受け、予備乾燥装置としての利用を主に考えたものになる。パッシブソーラシステムによる装置は設備費、乾燥コストが安価である。

以上の乾燥法を含めて表1に乾燥装置、乾燥前処理の得失、特徴を示す。

5. 1. 4 乾燥程度

木槽に使用される材料も、使用部位に合わせて適切な乾燥を施すことが重要である。乾燥程度（仕上げ含水率）を決定する基本的考え方は、木槽が設置される環境における平衡含水率を基準として決めることが望ましい。屋外、屋内に設置されるかにより、また屋内でも湿潤環境なのか、乾燥した環境なのかにより平衡含水率が異なるが、一般的には底板、側板、蓋板、蓋棧、根太とも20%程度の乾燥が必要であろう。腐朽防止の面からも含水率20%以下が乾燥の目安となる。

表1 乾燥法の長所・短所

	長 所	短 所	最大の特徴
天然乾燥	乾燥コストが安い 操作は簡単 低温であるため一般に品質はよい	乾燥時間が長い 割れ変色がでる場合もある 乾燥時間は天候に左右される 土地が必要である 乾燥条件の制御はできない	乾燥コストが安い
太陽熱乾燥	乾燥コストが安い 操作が簡単 低温乾燥であるため一般に品質はよい 設備費が安い	乾燥時間は長い 温度湿度など細かに乾燥条件を制御できない 乾燥時間は天候に左右される	乾燥コストが安い
除湿乾燥	乾燥コストは安い 操作が簡単 低温乾燥であるため品質はよい 少しの操作ミスなら大事に至らない 設備費が安い ボイラが不要	乾燥時間は長い 細かな乾燥条件の設定はできない 寒冷地では壁体断熱に考慮が必要 補助加熱が必要になることが多い 除湿機ラジエーターの耐久性が短い 関係湿度が低くなると除湿能力が低下する	乾燥コストが安い
蒸気式乾燥	十分な乾燥条件の制御ができる 操作技術のノウハウの蓄積が多い 広範囲の樹材種に対応できる 熱源としての燃料の選択の幅がある 脱脂、調湿処理ができる	乾燥技術を要する 設備費は比較的高い ボイラ設備を必要とする	広範囲の樹材種の乾燥（汎用性）
減圧乾燥	乾燥速度が速い 操作自体は自動化されている 低温乾燥であるため品質は良い 厚材の乾燥に効果がある べた積みのため材の圧縮操作がしやすい	設備費、メンテナンスが高い 乾燥コストが高い 乾燥技術の蓄積は蒸気乾燥に比べ少なく 適性条件を見つけるため時間を要す 乾燥むらが比較的大きい	厚材乾燥に向く 急速乾燥
マイクロ波乾燥	形の不定なもの、厚材の乾燥に向く 乾燥速度が速い	乾燥コストが高い 実用的な製材乾燥用装置としては確立していない 設備費が高い 使用周波数に電波法の規制がある	急速乾燥 複雑な形状、厚材の乾燥
高温乾燥	乾燥速度が速い 乾燥コストは蒸気式の通常乾燥よりも安い 針葉樹構造材の乾燥が可能	変色、割れが出易い 乾燥室壁体の断熱、耐熱構造が必要	急速乾燥
熱板乾燥	乾燥速度が速い 狂い抑制効果がある 薄い材に適する	割れが出易い 材種が限定される 製材用装置としては確立していない 処理材積が少ない	狂い抑制 急速乾燥
(遠)赤外線乾燥	薄い材に適する 熱放射による非接触加熱 遠赤外線の場合には加熱効率が良い可能性もある	表面乾燥であるため厚材には適さない 製材用装置としては確立していない	薄材の乾燥
ブイドライヤ	天然乾燥代替の意味、効果がある	乾燥むらは避けられない	予備乾燥
薫煙加熱処理	製材時のひき曲がり低減し歩留まりが向上 乾燥中の乾燥性が改善される	乾燥装置、乾燥技術が不十分 あくまで乾燥前処理である	歩留まり向上

5.2 化学処理

木槽を長期間保存するためには、木材を保存剤で処理したり、腐朽し難い環境や状態を作ることが必要である。例えば、根太など木と接するコンクリート基礎部分には薄いゴム板などを敷き水切りを行い、その部分には防腐処理木材を使用する、側板と丸鉄輪との間に雨水を滞留させないように側板にはV字カットを行う、蓋と側板との接触面は、内外ともにシールしておく、等である。また、ペンキなど塗膜を形成する塗料による木槽外表面塗装は、塗膜包水を発生させるので実施しない。なお、水と接する部分に薬剤を使用した保存処理を行ってはならない。

保存剤は大別すると防腐剤、防虫剤に分けられる。現在使用されている主な防腐剤はつぎの様なものがある。

木材防腐剤

油状防腐剤	クレオソート
油溶性防腐剤	フェノール類, ナフテン酸金属, 有機ヨウ素化合物, キノリン系化合物, N-ニトロソ-N-シクロヘキシルヒドロキシアミンのアルミニウム塩
水溶性防腐剤	クロム・銅・ヒ素系(CCA)化合物, 4級アンモニウム塩

また、防虫剤としては有機リン系、ピレスロイド系、カーバメイト系、ホウ素系等の薬剤があり、防腐と防虫の各薬剤を混合して使用することがある。

防腐薬剤を木材へ処理する方法としては、塗布、吹き付け、浸漬、加圧注入法などがある。スギ辺材を用いた野外試験によるとつぎの様な耐朽性向上効果が期待される。

無処理	耐用年数 2年
クレオソート 3回塗布	耐用年数 8年以下
ホウ素化合物の加圧注入	耐用年数 8年以下
ナフテン酸銅数回塗布	耐用年数 9～11年
硫酸銅加圧注入	耐用年数 15～17年
CCA加圧注入	耐用年数 25年以上

5. 3 機械加工

5. 3. 1 側板

- ①材料それぞれの幅を揃え、各寸法に仕分けをする。
- ②側板の内面に当たる部分を反り刃で削る。
- ③三方プレナ機で側板材両端に雌核及び雄核加工を行うと同時に、側板外面に当たる部分を切削加工する。
- ④底板との接合部を加工する。；側板材1枚毎に加工する方法と、木槽全体の側板を分割して各ブロック単位毎に加工する方法とがある。
- ⑤側板の長さ切断と四方を面取り加工する。；側板材1枚毎に両端を一度に丸鋸で切断する方法と分割したブロック毎に切断する方法とがある。
- ⑥節止めする。；割れた節や死節からの水漏れを防ぐために、それらの部位を除去しコウヤマキ等耐朽性の高い樹種の心材で埋める。

5. 3. 2 底板

- ①材の捻れや反り等を修正し、四面をプレナ加工する。
- ②底板材の合わせ面（正直）を、隙間の無いように加工する。
- ③だぼ接合または本核接合加工する。
- ④底板を組み上げて側板に応じた外形を描き、それらの外周を切断し、かなな仕上げをする。

5. 4 組立

建築設備の施工においては、労災等を除き、法令上の問題はないが、基本的には次の事項が求められる。

- ①施工上の合理化・省力化について配慮されていること。
- ②施工現場の好ましい作業環境の保全と防災について配慮されていること。
- ③建物と設備の耐用年数の違いに起因する将来の設備機材の刷新・交換について配慮されていること。

槽の組立は次の通りに行われる。

① 根太

基礎の中心を割り出し、墨打ちし、その中心から均等割りで根太の位置決めを行い、設置する。

② 底板

根太の上に、中央部分の底板材から順次端部の底板材へと並べる。全体を並べ終えた後にそれをほぼ均等に2-3分割し、適当な間隔を設けて固定する。

③ 側板

最も作業のしやすい場所に最初の側板材1本を建て、中心方向にも円周方向にも垂直になっていることを確認し、下部と上部とを固定する。固定した側板材に対して他の側板材を順次同じ作業を繰り返して組立て、最後の1枚を固定し、次に荷締め機で仮固定し、始

めの1筋の丸鉄輪を固定する。次に同じ作業の繰り返しを下部から行い、上部に移行して行く。

④ドレン口と給水ノズル口等ノズルを取り付ける。

なお、現場での組立施工作業に入る前に、次の事項の確認が必要である。

- ①基礎の各寸法が図面通り仕上がっていること、
- ②コンクリート基礎の上面の高低差が5mm以内であること、
- ③作業に十分な壁面との空間があること、
- ④給水口等各取り出し口の位置。

「解説」

木槽では、施工する場合の利点として次の事項が挙げられ、木材は使い勝手のよい施工材料といえる。

- ①主材料である木材の容積密度が小さいために部材の運搬や搬入が容易である。
- ②小断面部材によるロックダウン方式の場合には部材の揚重に特別の機器を必要としない。
- ③部材表面に塗装等特別の処理を必要としないために物流での材料管理が容易である。
- ④施工時に火を使うことはなく、防食のための塗装や組立のための接着剤等も使用しない。
- ⑤ロックダウン方式の場合には取り付け作業が主体のために加工や組立にともなう騒音の発生が少ない。
- ⑥ロックダウン方式の場合には槽の設置および解体作業が容易である。
- ⑦加工性が良いために部分補修が可能である。

6. 検査

検査には、法規上要求されるものはないので、ここでは社内の品質管理として行うことが望ましいものについて述べる。

6. 1 目視検査

- ① 部材加工後、腐れ（腐れ節、とび腐れ、及びなかやせを含む）が無いことを検査する。
- ② 組立後、蓋及びマンホールに雨水の浸入の原因となる隙間等の無いことを確認する。

6. 2 水張検査

4日間程度満水放置した後、接合部からの漏水の有無を検査する。漏水の認められる場合には、漏水防止作業を行い、さらに6日間満水放置し、検査する。

7. 維持管理

7. 1 日常管理上の一般事項

7. 1. 1 一般的注意事項

木槽の事故及び障害を未然に防ぐとともに、耐用年数を長期間に保ち、その機能を確実に維持するためには、日常の取扱、手入れとともに諸注意事項を遵守し、同時に確認事項の点検を必要とする。

7. 1. 2 日常管理上の留意点

- ①通気口、オーバーフロー口に目詰まりのないことを毎月1回程度確認する。
- ②マンホールの蓋が閉じていることを毎月1回程度確認する。
- ③液面制御用の電極棒及びボールタップが良好に作動していることを毎月1回程度確認する。
- ④静水圧以外の圧力が木槽に加わっていないことを毎月1回程度確認する。
- ⑤根太まわりに、通気及び通風の妨げになる障害物が無いことを随時確認する。

7. 2 保守管理上の留意点

木槽では、長時間の供用後水漏れが認められたとしても直ちに槽の破壊には至らない。漏水発生箇所の部分補修により期待する耐用年数までの使用が可能になる場合が多いため、速やかに漏水防止処置を依頼すること。なお、屋外設置の場合には槽外壁の防腐処理を推奨する。

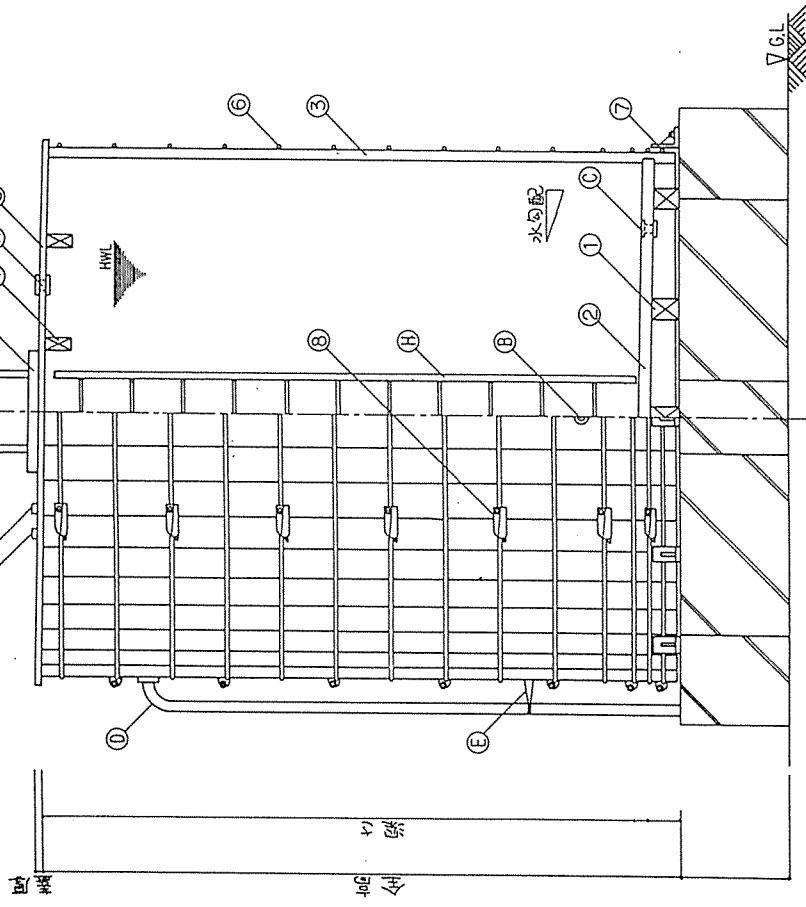
7. 2. 1 水質の管理

給水中の滅菌塩素が遊離してガス化し、槽内気相部が日常的に塩素にさらされることにより腐朽速度が速まるような環境を防ぐため、自家滅菌装置を使用する場合には、給水中の遊離塩素濃度を必要以上に高くしないよう管理する必要がある。

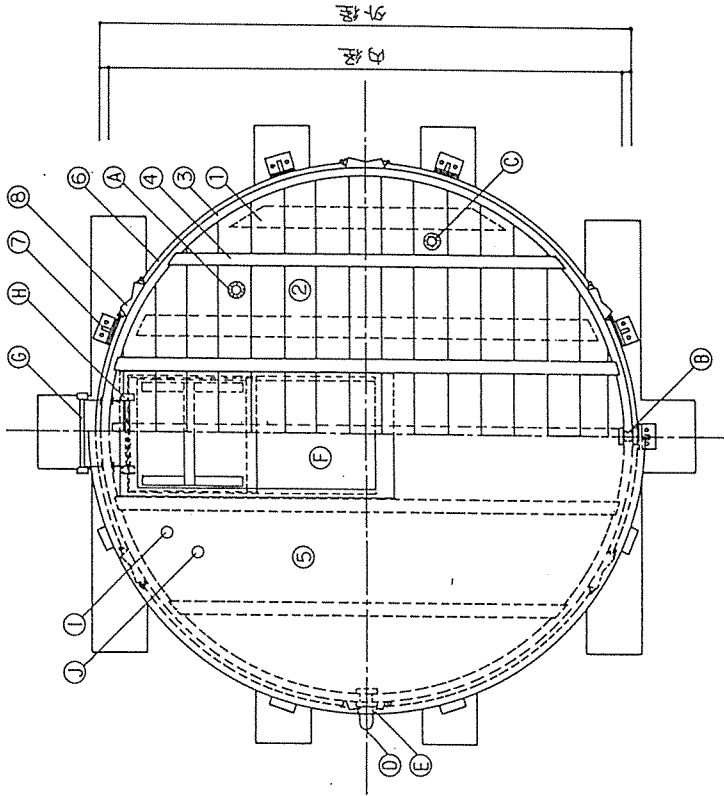
7. 2. 2 槽内の清掃

法令並びに条例に従って、槽内面の清掃を1年以内毎に1回、定期的に行うこと。内面の清掃は水、布等で行い、鉄製ワイヤーブラシの使用は、材面を破壊するため絶対に避けること。

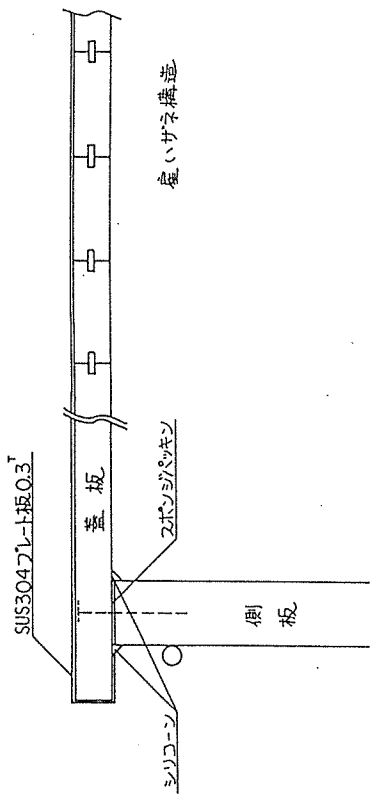
木槽構造図



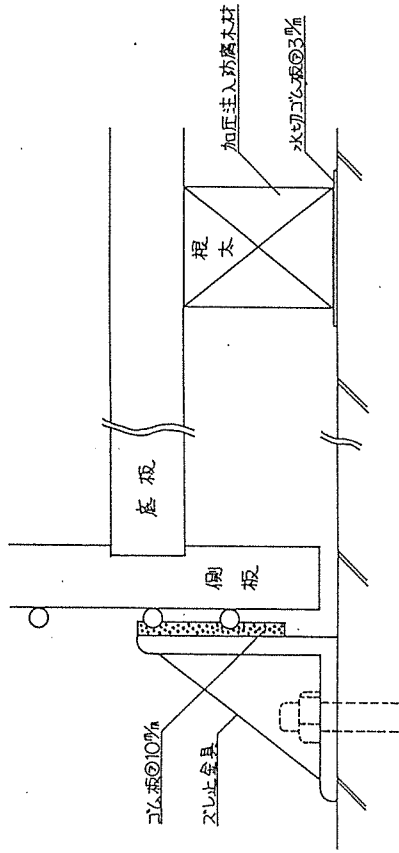
- ① 根木 (ねだ) ... 底板の下部に位置し、底板と接し木槽及び内溶液の全重量を支持する部材
- ② 底板 (そこいた) ... 底盤を構成する部材
- ③ 側板 (がわいた) ... 木槽の立面を構成する部材
- ④ 蓋板 (ふたざん) ... 蓋板の荷重を支え、蓋板を取り付けける為の部材
- ⑤ 蓋板 (ふた) ... 蓋板の上面を覆い外氣と遮断する役目の部材
- ⑥ 輪 (丸鉄輪) ... 底板と側板とを筋縛りさせる為の部材
- ⑦ 止 (丸鉄止) ... 木槽と基礎コンクリートを固定する為の金属部品
- ⑧ 筋 (丸鉄筋) ... 丸鉄筋を筋縛りする為の金属



- ① 木槽と入水管とを連結させる金具
- ② 木槽と給水管とを連結させる金具
- ③ 木槽と排水管とを連結させる金具
- ④ 水が一定水量をオバーフローの上面に設けられる場合に使用される蓋板時作業員出入りの為に使用する点検時作業員出入りの為に使用する点検口
- ⑤ 木槽の内部に設置する場合に必要な
- ⑥ 木槽の内部に設置する場合に必要な
- ⑦ 木槽の内部に設置する場合に必要な
- ⑧ 木槽の内部に設置する場合に必要な
- ⑨ 木槽の内部に設置する場合に必要な
- ⑩ 木槽の内部に設置する場合に必要な
- ⑪ 木槽の内部に設置する場合に必要な

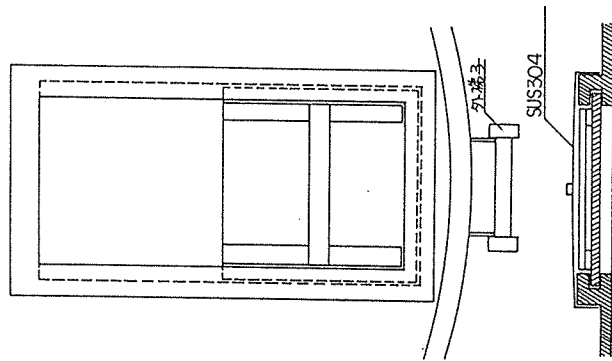


蓋取付状況図

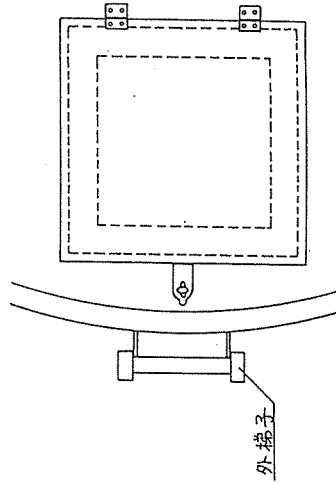


ズレ止め状況図

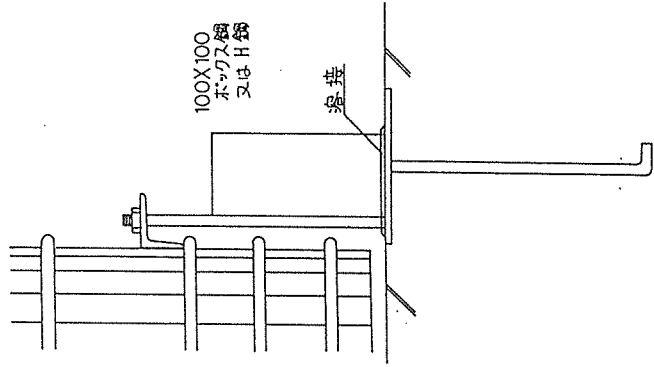
根太と底板と基礎の構成図



二重マンホール状況図



マンホール状況図

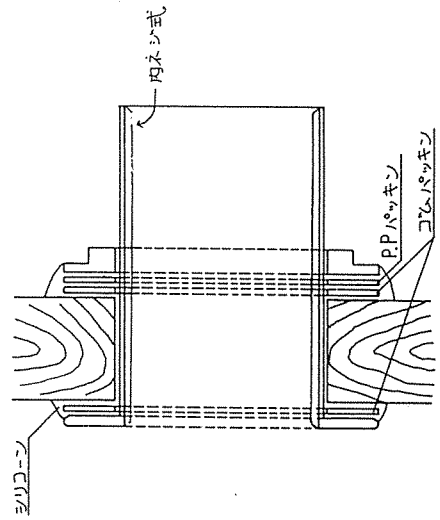
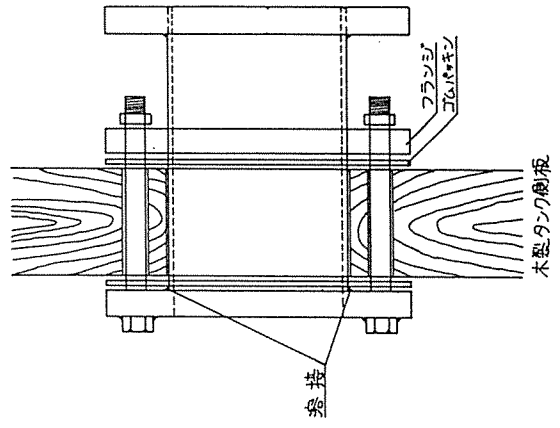
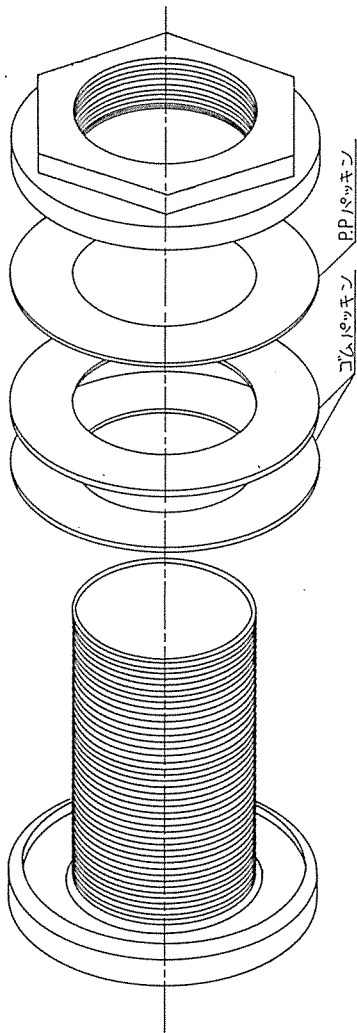
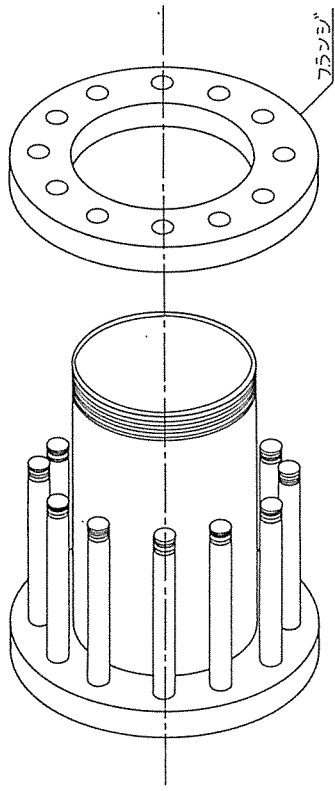


転倒防止アンカー状況図

ノズル用羊糸田図

(ソケット式)

ノズル用羊糸田図



第4章 木橋の設計・施工の手引き

1. はじめに

1. 1 緒言

木材は、石とならんで、人類が最初に手にした手軽な構造材料の一つであった。

最初の橋は、たまたま上流から流れ着いた丸太を対岸に掛け渡たして出来上がった程度のものであったろう。有史以前から近世に至るまで、木材と石は橋を掛けたい地域周辺で手軽に入手できる橋梁材料として平和に共存してきた。

しかし、近世以降の急速な科学技術の進歩によって、橋の設計と架橋技術は飛躍的に進歩し、それに伴いその構造材料としての木材の価値は急速に失われていった。戦争等で近代的構造材料である鉄、コンクリートが不足した一時期を除いて、木材が橋梁材料として期待されることはなくなった。

真の理由は良く分からないが、しかし、最近になって木材を用いた大規模な木構造が再び注目されるようになり、橋梁の分野においても木橋が再びクローズアップされようとしている。本マニュアルはこのような社会的ニーズの変化を受けて、林道橋を設計、施工する場合に最低限必要な技術的ノウハウを取りまとめたものである。

1. 2 木橋の必要性

現在の高度に発達した近代的構造材料万能の社会において、その対極に位置する木橋が見直されようとしている。もう少し時間が経過しないと、木橋が必要とされる真の理由は明かにはならないが、本マニュアルを活用して新しく木橋を設計、施工する場合は以下の要因を十分に考慮して材料の選択や橋のデザインを行うことが希望される。

- 1) アメニティー : 木橋に求められる条件の最大のもはアメニティー（好ましさ、快適性。心地よさ）である。木材の天然材料としての人間、自然環境への優しさを十分に生かした設計、施工が最も大切である。
- 2) 林業・林産振興 : 木材の用途としては、住宅等の建築物への利用が量的に最も多いが、橋梁は木材の古くて新しいマーケットとして一定量のまとまった需要が期待できる。
- 3) 地域特性 : 鉄やコンクリートは地域性の乏しい構造材料である。一方木材は「○○産スギ」、「△△産ヒバ」というように、構造材料自体に地域特性を表すラベルが貼られている。従って、これらの銘柄を上手く利用することによって、地域産の木材で造られた木橋はその地域の「ランドマーク」としての顔を演じることができる。

1. 3 基本事項

(1) 一般

橋梁の設計に当たっては、安全性、使用目的との適合性、施工及び維持管理の容易さ、経済性、自然環境との調和などを考慮しなければならない。

(2) 位置の選定

橋梁の設置箇所においては、次によって下部構造の位置を選定する。

ア. 地表面下の浅い層に、所定の支持力を有する地盤箇所を選定する。

イ. 河身の変動、河川の屈曲、分合流点又は上流部に地すべり、崩壊、なだれ等のおそれのある箇所を避けて選定する。

ウ. 兩岸が十分に安定した狭さく部を選定する。

エ. 河身等に対しては直角方向を原則とし、やむを得ない場合は斜角 60° を限度とした斜橋として、その位置を選定する。

オ. 橋梁前後の線形を考慮して、直線又は水平線形にこだわらず、曲線橋又は勾配橋として、その位置を選定する。

(3) 桁下空間

橋下空間は、橋下の河川等に支障とならない必要な空間に、次の各余裕高を加えたものとする。

ア. 河川等においては、計画高水流量別に次の値を水位余裕高とする。

計画高水流量 (m^3/sec)	200未満	200以上 500未満	500以上 2,000未満	2,000以上 5,000未満	5,000以上 10,000未満
水位余裕高 m	0.6	0.8	1.0	1.2	1.5

また、流木などの多い河川等にあつては、さらに 0.5 m を加算する。

イ. 土石流等により橋下の変動が予想される場合は、既往の実績から変動高を求め、さらに土石の最大寸法に 1.5 を乗じた値を加算して、土石流等余裕高とする。

ウ. その他の交通路、構造物、不良な地質構造地帯又は制約のある用地等にあつては、将来の変動等を予想して、必要な余裕高を決定する。

(4) 橋長の選定

橋長は、橋梁の設置箇所の現地条件に応じ、次によって選定する。

ア. 擁壁等の構造物の併用を検討し、できるだけ短い橋長を選定する。

イ. 流水上を通過する場合は、過去の最大流跡及び橋下空間の水位に対する幅などによって選定する。

ウ. 鉄道又は道路の上を通過する場合は、それぞれの建築限界によるものとし、その他の構造物等にあつては、各部の最大外縁に余裕幅を加えた橋長とする。

エ. 湖沼等を越える場合は、背水高を含めた計画高水流量等を基に選定する。

オ. 不良な地質構造地帯等を通過する場合は、その影響圏外の区間長とする。

カ. 地形又は用地の関係による場合は、経済性を勘案して必要最小限の橋長を選定する。

(5) 支間長の選定

支間長は、橋下の高水流量、交通形態、付帯護岸工、橋台及び橋脚の基礎地盤等を考慮し、次によって選定する。

ア. 上部構造と下部構造の合計工事費が最小となる支間長を選定する。

イ. 流木、土石流等の多い河川又は河川の合流点、分流点、屈曲部、狭さく部等においては、できるだけ長い支間とする。

ウ. 河川等における径間長は、原則として次表による計画高水流量と川幅によって選定するものとし、流心部分はできるだけ長い径間とする。

計画高水流量(Q)・(m ³ /sec)と川幅(W)・(m)	径間長(L)・(m以上)
$Q < 500 \cdot W < 30$	12.5
$Q < 500 \cdot W \geq 30$	15.0
$Q < 2000$	20.0
$Q \geq 2000$	$L = 20 + 0.005Q$

エ. 地形的に大きな凹地又は低地等を通過する場合は、中央部を長支間とする。

(6) 橋の線形

橋梁の線形は，その前後の線形に調和したものとし，次によって設定する。

ア．平面及び縦断線形は，道路等の規程に定める曲線半径又は縦断勾配の制限を超えないものとする。

イ．橋梁内には，縦断曲線の設定を必要とする区間を設けない。

ウ．曲線部にあっては，できるだけ片勾配の設定を必要としない曲線半径とする。

エ．橋面は，排水を良好にするために必要な横断勾配又は縦断勾配を付けるようにする。

(7) 支承部

支承部の構造は次による

ア．支承部の固定端は，支荷重反力の大きい側の支点，勾配橋では低い方の支点とする。

イ．アンカーボルト

アンカーボルトの最小径は25mmとし，また直径の10倍以上の長さを下部構造中に固定する。

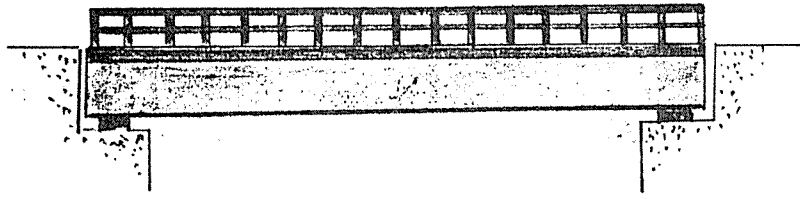
ウ．ソールプレート及びベースプレートの厚さは原則として22mm以上とし，ソールプレートは主桁に確実に定着させる。

エ．鋳鋼の支承では厚さは25mm以上，鋳鉄の支承では厚さ33mm以上とする。

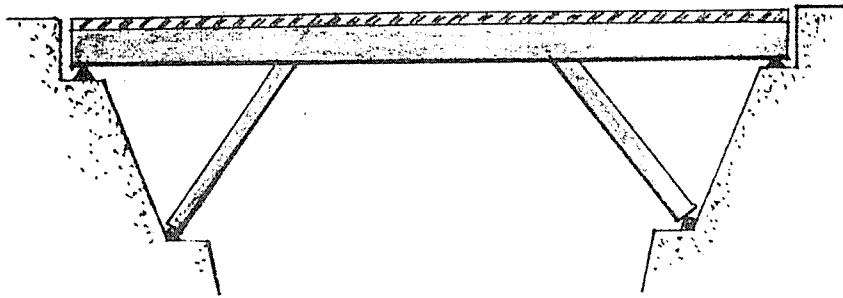
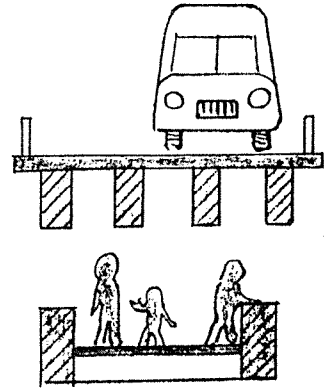
2. 木橋の種類

歴史的に最も古い橋は石橋と木橋であろう。現在、最も一般的に使われる橋は鋼橋と鉄筋コンクリート橋であるが、もともと鋼橋は木橋から、また、コンクリート橋は石橋から発達したと考えられるので、規模の差はあるが、現在の鋼橋に用いられている型式は既に殆ど総て過去の木橋に見る事ができる。

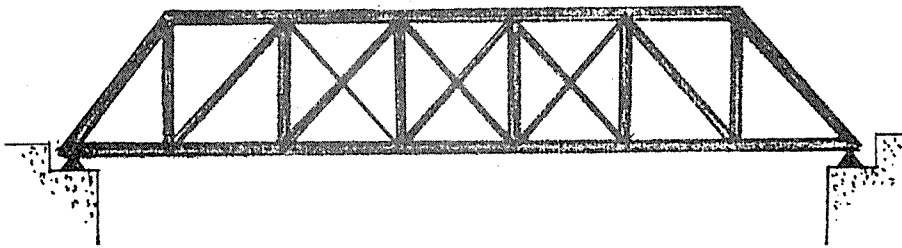
2. 1 桁橋；短いスパンに適用され、構造も単純であり、数も多い。
2. 2 方杖橋；桁橋の中間を斜めに支えて、有効スパンを長くした型式である。
2. 3 トラス橋；小さい部材を組み合わせて、長いスパンの橋を可能とする典型的な構造である。格点が必ず、ジョイントとなるので、その部分や引張り部材に適宜、鋼材が併用されている。
2. 4 アーチ橋；石橋に良く適用されるタイプであるが、より長いスパンの木橋の場合にも有効に用いることが出来る。鋼材との併用はトラスの場合と同様である。
2. 5 斜張橋；原理的に歴史は古いが、鋼橋、コンクリート橋ともに、近来、最も目ざましい発展を示しつつある形式で今まで吊橋が適用されていた長さのスパンにも用いられるようになった。従って近頃、長スパンの木橋にもこの例が見られる。斜めに張るワイヤは当然、鋼材となる。
2. 6 吊橋；世界の長い著名な橋は殆ど吊橋であるが、橋の形式としては原始的なものの一つである。鋼ワイヤで桁やトラスを吊ることにより、容易に長いスパンを渡る事ができるので、木橋にも昔からよく利用されて来た。しかし吊り構造の本質として揺れ易いと言う欠点があり、余り大きい荷重には適さない。また、風に煽られて、損傷した例も多い。
2. 7 吊り床版橋；
吊橋の原型とも言うべき物に吊り床版橋がある。これはピンと張ったロープの上に直に床板を載せたもので、太古の昔からあるが、近代、これが見直され、強力な鋼や炭素繊維のロープを用いプレストレスト・コンクリート版を床とした近代的な吊り床版橋が諸処に見られる様になった。人道橋が多いが、大規模な物や木材を利用した例もある。
2. 8 その他；有名な猿橋はカンチレバーと言う形式で、桁橋のスパンを延ばす手段として両端の地盤が良好な場合にしばしば採用された。また、オランダ辺りで、木製の跳ね橋も多く採用された。



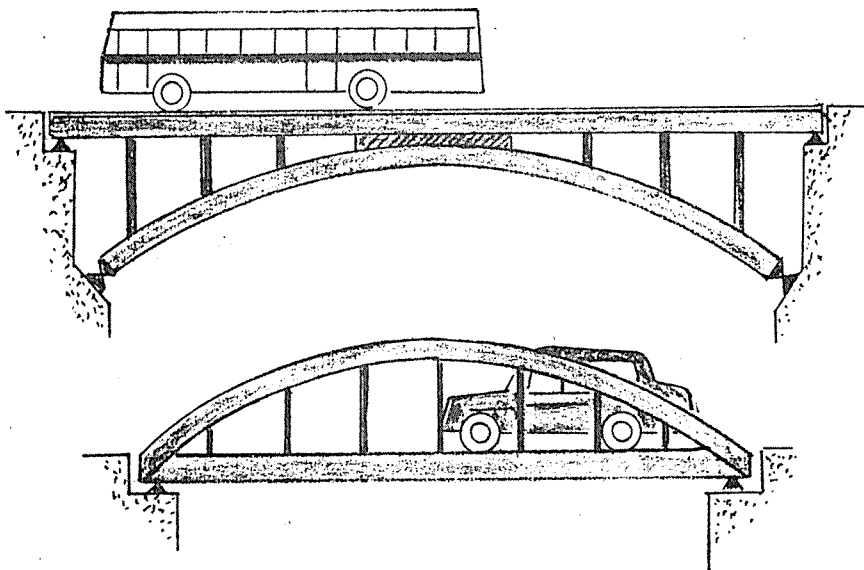
2.1 桁橋



2.2 方杖橋

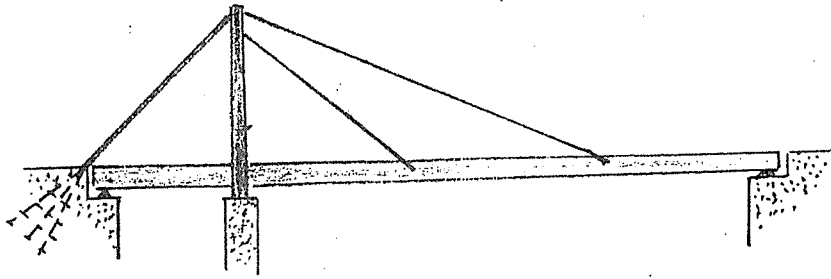


2.3 トラス橋

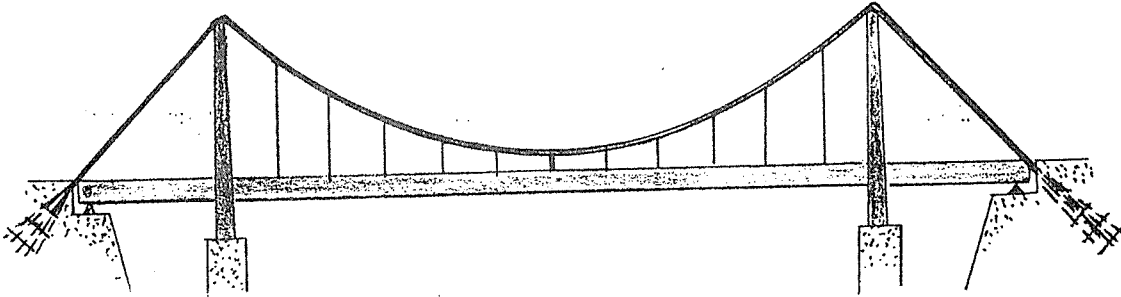


2.4 アーチ橋

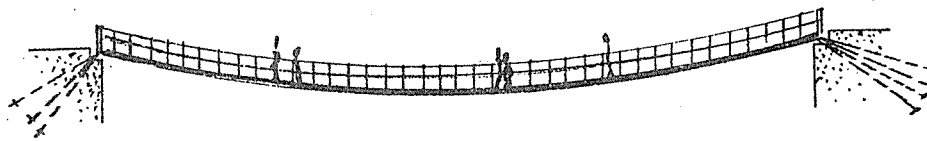
2.5 斜張橋



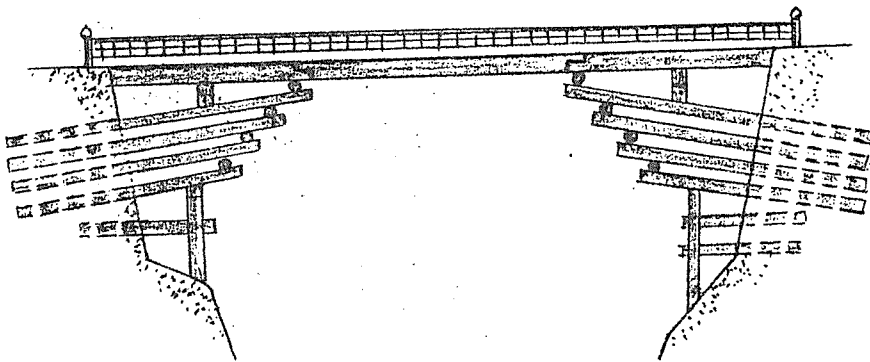
2.6 吊橋



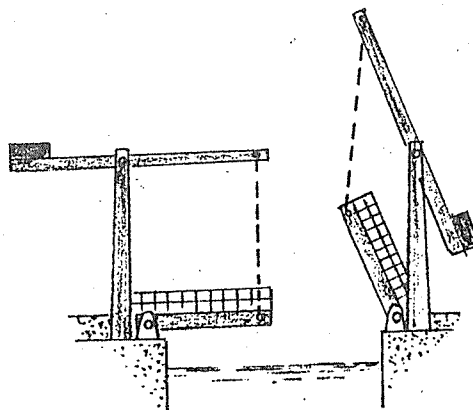
2.7 吊り床版橋



カンチレバー橋



跳ね橋



3. 荷重

木橋の設計において考慮する荷重と言っても特別の場合を除き、他の材料による橋の場合と特に異なるところは無い。それぞれ使用目的の為に決められた基準類で示された値に拠るのが原則であろう。例えば自動車交通を対象とする場合は道路橋示方書（日本道路協会発行）、また、歩道橋であれば、やはり、歩道橋設計指針などによることになる。以下に各荷重について概説する。

(1) 死荷重

自重と固定的に橋に載荷されるものから成る。前者は木橋の場合、使用する木材によりその比重に相当差があるので、それを考慮して自重の値を定めるべきであろう。また、後者は舗装、排水設備、高欄、照明具など橋の機能上、直接必要な物や水道、電力線など橋を利用して添加するもの等であるが、それぞれの実状や将来の利用形態も見越して値を定めるべきである。

(2) 活荷重

前述の様に使用目的により明かに異なり、自動車を通す場合でも林道や農道で使用する自動車の重量が限られているならば、それを考慮して設計活荷重を定めて良い。しかし橋の使用に当たってその荷重制限を遵守すべきことは当然である。

(3) 衝撃荷重

これは活荷重の動的効果であり、自動車の速度と共に増し、また、路面の状態や橋の固有振動周期などが複雑に影響する現象であるが、通常、スパンを関数とした公式により係数（スパンが大きくなると小さくなる）を求めて、活荷重にこれを掛ける。なお、路面をある程度以上に平滑に保つことが必要である。

(4) 地震荷重

特に日本ではどこでも地震の可能性があるので、その影響に注意しなければならない。通常、各示方書は係数を示し、自重にこれを掛けて部材の強度や構造物の安定を検算する様にしているが、仮定している様な大きな地震の発生は希であることを考慮して検算で比較する許容応力は適宜、割り増ししている。一般的に木橋は軽量構造に属するので、その影響は小さいと思われる。

(5) 風荷重

小規模な橋梁では風の影響は一般的に小さいが、斜張橋、吊橋、吊り床版橋などの吊り構造物は風に煽られて大きく揺れ、ついに破壊に至った例も多いので、その形状や構造には充分、注意する必要がある。

(6) 雪荷重

積雪地帯では、その実状に応じて積雪荷重を考慮する必要がある。特に自動車荷重と共に考慮すべき量は適切に想定しなければならない。高欄にも非常に大きな横力を及ぼすことがある。

(7) その他

路側に設ける高欄や自動車用防護柵に作用する横方向力については該当示方書に示されているが、特に人の込み合う歩道橋などではこれが予想外に大きいことがあり、今までにも事故が起きた例があるので、高欄のみでなく、それが取り付く床部材の強度や構造にも充分配慮する必要がある。

その他、橋の用途によってはそれ特有の荷重を考慮しなければならない場合が有り得ることは当然である。

3. 1 死 荷 重 (D)

死荷重の算出には表-3. 1に示す単位重量を用いてもよい。ただし、実重量の明らかなものはその値を用いるものとする。

表-3. 1 材料の単位重量 (kgf/m³)

材 料	単位重量	材 料	単位重量
鋼・鋳鋼・鍛鋼	7,850	コンクリート	2,350
鋳 鉄	7,250	セメントモルタル	2,150
アルミニウム	2,800	木 材	800
鉄筋コンクリート	2,500	歴青材(防水用)	1,100
プレストレストコンクリート	2,500	アスファルト舗装	2,300

木材の単位重量 800 kgf/m³は古くから用いられている値であるが、これはクギ、ボルト、ナット、座金およびラグスクリューなどの金具類を含む平均的単位重量である。集成材の場合は15%以下の含水率で製作され、大気中に放置されても含水率が20%を越えることはまれである。よって含水率20%での使用樹種の単位重量がわかり、かつ金具類の全重量も把握できる場合は実単位重量が算出でき、単位重量として 800 kgf/m³以外の値を用いてよい。

3. 2 1等および2等林道橋に負載する活荷重(L)

活荷重は自動車荷重(T荷重, L荷重)、および歩道等の等分布荷重とする。

(1) 床版および床組を設計する場合の活荷重

床版および床組を設計する場合の活荷重は次のとおりとする。

1) 車道部分にはT荷重(図-3. 1および表-3. 2)を負載するものとする。自動車は1橋につき縦方向には原則として1台、横方向には台数に制限がないものとし、設計部材に最も不利な応力が生じるように載荷するものとする。T荷重の橋軸直角方向の車輪中心の負載位置は車道部分の端部より25cmまでとする。

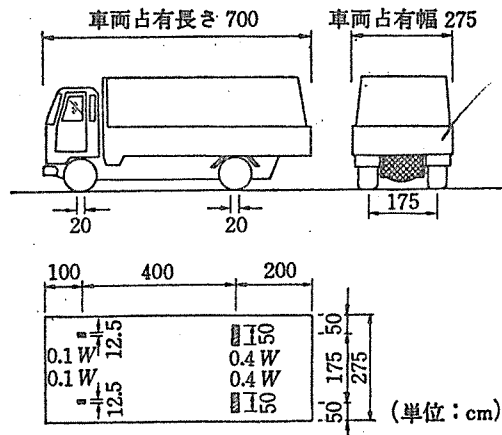


図-3. 1 T 荷 重

表-3.2 T 荷 重

橋の等級	荷重	総荷重 W(tf)	前輪荷重 0.1 W(kgf)	後輪荷重 0.4 W(kgf)	前輪輪帯幅 b ₁ (cm)	後輪輪帯幅 b ₂ (cm)	車輪接地長 a (cm)
1等橋	T-20	20	2,000	8,000	12.5	50	20
2等橋	T-14	14	1,400	5,600	12.5	50	20

支間長がとくに長い縦げたおよび床版橋などは、図-3.2に示す連行自動車荷重（横方向には台数に制限がない）を用いて設計するものとする。

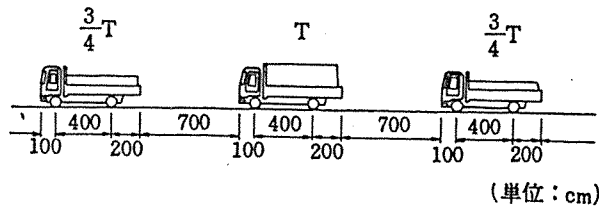


図-3.2 連行自動車荷重

2) 歩道等には 500 kgf / m² の等分布荷重を負載するものとする。

(2) 主げたを設計する場合の活荷重

主げたを設計する場合の活荷重は次のとおりとする。

- 1) 車道部分には1橋につき1個の線荷重と等分布荷重よりなるL荷重を負載するものとする。L荷重は考えている点または部材に最も不利な応力が生じるように橋の幅5.5mまでは線荷重Pおよび等分布荷重p（主載荷荷重）を、残りの部分にはそれらのおのおのの1/2（従載荷荷重）を負載するものとする。（図-3.3および表-3.3）。

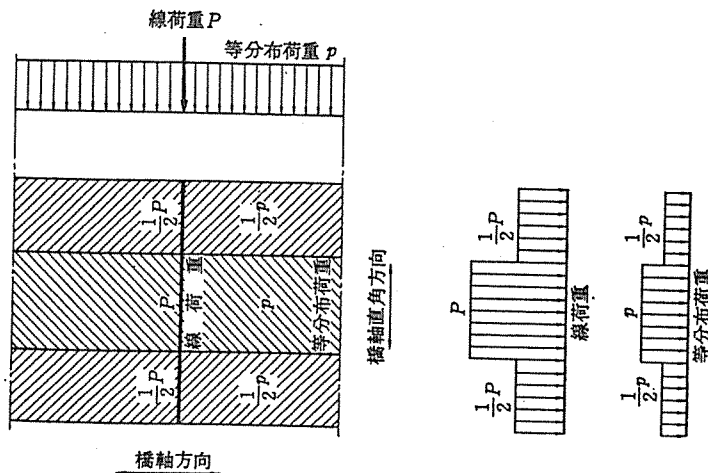


図-3.3 L 荷 重

表-3. 3 L 荷 重

橋の等級	荷 重	主 載 荷 荷 重 (幅5.5m)			従 載 荷 荷 重	
		線 荷 重 P (kgf/m)	等 分 布 荷 重 p (kgf/m ²)			
			$L \leq 80$	$80 < L \leq 130$		$L > 130$
1 等 橋	L-20	5,000	350	$430-L$	300	主 載 荷 荷 重 の 50%
2 等 橋	L-14	1 等 橋 の 70%				

L: 支間長 (m)

なお、ゲルバーげたの吊げたおよび片持部に対しては、表-3. 3 における支間長Lとしてそれぞれ図-3. 4 に示す L_1 および L_2 をとるものとする。

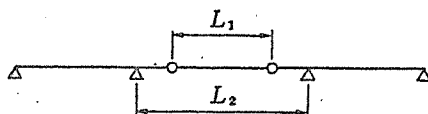


図-3. 4 ゲルバーげたにおける支間長のとり方

- 2) 将来に亘って交通量の少ない行き止まりの林道や木材運搬車以外の一般車がまれにしか通過しない林道にあつては、1) 項の規定にかかわらず、主げたの設計荷重として(1) 項に定めるT荷重を用いてよいこととする。
- 3) 歩道等には表-3. 4 の等分布荷重を負載するものとする。

表-3. 4 歩道等に負載する等分布荷重

支 間 長 (m)	$L \leq 80$	$80 < L \leq 130$	$L > 130$
荷 重 (kgf/m ²)	350	$430-L$	300

(3) 下部構造を設計する場合の活荷重

下部構造を設計する場合の上部構造に負裁する活荷重は原則として(2) 項に規定する荷重とする。

森林軌道は考慮しないこととした。3等林道橋のT荷重は総重量9tであるが実行頻度が希と考えられ、ここでは省略する。

林道橋の場合、交通量は少ないが丸太を満載した重トラックが時折通過する点において通常の道路橋とは異なっている。このような実態に合わせるため、主げたの設計においてもT荷重を用いることができる場合として(2) の2) 項を設けた。

3. 3 衝 撃 (I)

「木道路橋設計基準(案)」に定める衝撃係数0.25を暫定的に採用する。

集成材橋の場合、部材の輸送上の制約から支間長は14 m程度が限度であり、使用頻度も高いと考えられる。鋼橋や鉄筋コンクリート橋の衝撃係数を適用すると $i = 20 / (50 + L) = 20 / 64 = 0.3125$ となり、

$$0.3125 \times 0.8 = 0.25$$

を得る。すなわち集成材の衝撃係数は、原則として鋼橋や鉄筋コンクリート橋の衝撃係数の80%とする。カナダのオンタリオ州では鋼橋や鉄筋コンクリート橋の衝撃係数の平均値を0.3とし、この70%つまり

$$0.3 \times 0.7 = 0.21$$

を木橋の衝撃係数としている。アメリカは検討中(1993年4月現在)ながら0.165を採用する方向にある。

将来林道橋の衝撃係数に関するデータが蓄積された時点において、再度見直すこととする。

3.4 プレストレスカ (PS)

床版にプレストレスカを導入する場合には、設計にこれを考慮するのとする。

- (1) プレストレスカは繊維に直角方向に導入するものとし、繊維方向の軸回りの曲げおよびせん断に抵抗できる力を導入する。
- (2) プレストレッシング直後のプレストレスカは、木材のクリープによって、60%が失われるものとする。
- (3) 橋軸に直角方向にプレストレスカを導入する場合には、T荷重の橋軸直角方向の車輪中心の負荷位置において、ほぼ一様な圧縮応力分布が得られるようにプレストレス鋼棒を配置するものとする。
- (4) プレストレス鋼棒の断面積は、プレストレス鋼棒の間隔×床版厚で定まる面積の0.16%を越えないものとする。

プレストレス木床版を対象とした規準であり、おもにオンタリオ州道路局およびウイコンシン州立大とFPL(アメリカ林産研究所)の研究による。木床版の典型例を下図に示す。

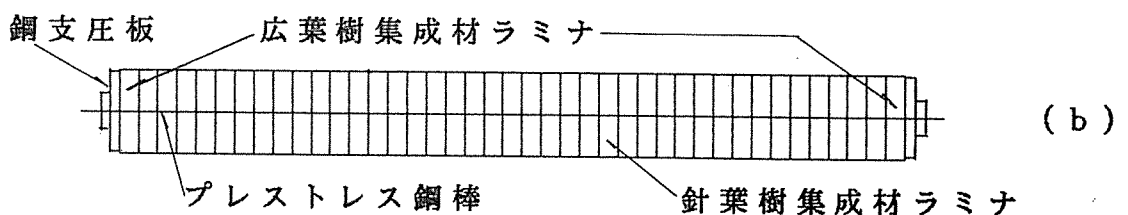
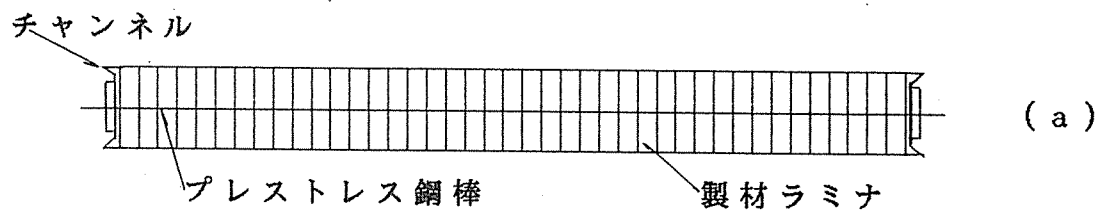


図 (a) の形式はカナダで考案されたものであり、本来木トラス橋の床版補修のための構造であった。すなわち、製材ラミナを水平方向にくぎを打ちつけて垂直な層を形成し床版としていた (Nail Laminated Wood Deck) ものが、交通量の増加などによって層の剝離 (Delamination) をきたし、これを補修するためプレストレス鋼棒を挿入し、プレストレス力により締め直したのである。その後単独の床版橋あるいはラーメン橋として採用されるに至っている。

(2) の規準は含水率 19% 以下に乾燥した製材ラミナを用いた床版のプレストレス力の実測から得られたものである。これ以上の含水率のラミナを用いた場合は、クリープと共に、自然乾燥によってラミナの繊維直角方向への収縮が生じる。そのため平衡含水率に到達するまで定期的に再プレストレスリングを行う必要がある。

(4) は断面積の大きい鋼棒を使用するほど、木材の繊維直角方向のクリープ量は大きくなり、プレストレス力の減少量も大きくなる、という事実の発見に基づく。したがってプレストレス鋼棒として高張力鋼を用い、できるだけ小断面とすることが望まれる。

図 (b) はアメリカで開発された構造であり、製材ラミナを使用せず集成材ラミナとしていること、床版端のラミナはオークなどの広葉樹ラミナとし、これによってチャンネルの代わりに支圧板で済ませていることに特徴がある。集成材であるから、含水率 15% 以下で工場出荷される。よってほとんどの場合徐々に大気中の水分を吸収して平衡含水率に到達するので、ラミナの繊維直角方向への膨潤が生じる。これによって木材のクリープが緩和され、プレストレス力の減少は小さいとされる。

3. 5 風荷重 (W)

(1) 上部構造に作用する風荷重は、橋軸に直角に作用する水平荷重とし、考えている部材に最も不利な応力を生じさせるように負載するものとする。風荷重の大きさは表-3. 5の値を用いるものとする。なお活荷重載荷時には、活荷重にたいして橋面上 1. 5 m の位置に 150 kgf/m の風荷重を作用させることとする。

表-3. 5 橋梁の部材に作用する風荷重

(kgf/m²)

部材の断面形状		風荷重	
		風上側部材	風下側部材
円形	活荷重載荷時	75	75
	活荷重無載荷時	150	150
角形	活荷重載荷時	150	75
	活荷重無載荷時	300	150

(2) 下部構造に直接作用する風荷重は、橋軸直角方向および橋軸方向に作用する水平荷重とする。ただし同時に2方向には作用しないものとする。風荷重の大きさは、風向方向の有効鉛直投影面積に対して表-3.6に示す値とする。

表-3.6 下部構造に作用する風荷重 (kgf/m²)

躯体の断面形状		風荷重
円形 小判形	活荷重載荷時	75
	活荷重無載荷時	150
角形	活荷重載荷時	150
	活荷重無載荷時	300

(3) 吊橋、斜張橋およびとくに可とう性に富む部材については、風の影響による動的な変形・応力なども考慮して設計しなければならない。

「道示」2.1.11、(1)、3) その他の形式の橋梁を準用する。載荷方法は、同解説の(1)、7) と同一とする。

3.6 温度変化の影響 (T)

木材の熱膨張は水分による膨張より、はるかに小さい。繊維方向の線膨張係数は樹種によらずほぼ一定で 3.5×10^{-6} 程度である。よって鋼より一桁程度小さいゆえ、とくに長大な構造を除くと熱膨張は無視してよい。

支間長が大きいタイドアーチのタイなどが鋼製のばあい、鋼の温度変化による伸縮が主構の断面力に与える影響は考慮するものとする。

3.7 地震の影響 (EQ)

木橋では自重が小さいため、地震が問題となる場合はほとんどなく風荷重が支配する。よって橋軸方向を除いて地震の影響は無視してよい。

3.8 含水率変化の影響 (MC)

集成材は含水率15%以下で製作される。自然界に曝されると空気中の含水率と平衡を保とうとする性質がある。木材の含水率は年間でおよそ最小10%から最大20%へと変化する。図-3.6を参考に単位含水率当たりの木材膨張率を求め、含水率の変化による繊維方

向の伸縮を考慮するものとする。

β_v : 容積膨張率, β_t : 接線方向の膨張率,
 β_r : 半径方向の膨張率, β_L : 繊維方向の膨張率

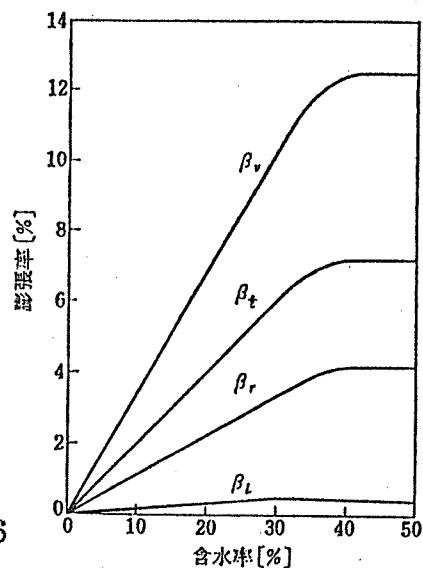


図-3.6

3.9 雪荷重 (SW)

雪荷重を考慮する必要がある地方においては、架橋地点の実状の応じて適当な値を定めるものとする。

3.10 地盤変動および支点移動の影響 (GD, SD)

(1) 下部構造に対する地盤変動の影響

下部構造完成後、基礎地盤の圧密沈下などによる地盤変動が予想されるところではこの影響を考慮するものとする。

(2) 上部構造に対する支点移動の影響

不静定構造物において地盤の圧密沈下などのため長期にわたり生じる支点の移動および回転の影響を考えなければならない場合には、その最終移動量を推定して断面力を算出しなければならない。断面力の算出は弾性計算によってもよい。

4. 許容耐力

4. 1 製材

4. 1. 1 製材の品質

木橋に用いる構造用木材の品質は、針葉樹にあっては針葉樹の構造用製材の日本農林規格（平成3年1月31日 農林水産省告示第143号、以下JAS規格と呼ぶ）、広葉樹にあっては製材等の日本農林規格（昭和56年3月19日 農林水産省告示第406号）に基づくものとする。

4. 1. 2 製材の等級

(1) 木橋の構造用に用いられる針葉樹の構造用製材は、1等と2等の2等級に分ける。

(2) 1等の製材はJAS規格に示される甲種構造材又は乙種構造材の1級の条件に適合するものとする。

2等の製材はJAS規格に示される甲種構造材又は乙種構造材の2級の条件に適合するものとする。

JAS規格に示される3等材に適合する構造用製材は、原則として木橋の構造部材として使用してはならない。

4. 1. 3 製材の含水率

構造用に用いられる構造用製材は、平均含水率 20% 以下のもの（JAS規格におけるD15、D20）を用いる。

4. 1. 4 製材の防腐処理

腐朽のおそれがある主要構造部に対しては、耐朽性の大きい樹種を用いるか、または防腐処理を施す。

4. 1. 5 製材の許容応力度

表4. 1 針葉樹の構造用製材の繊維方向の許容応力度（単位：kgf/cm²）

	樹種	等級	f _c	f _t	f _b	f _s
I類	べいまつ・ソ連からまつ	1等	90	65	120	10
		2等	75	55	95	8
II類	ひば・ひのき・べいひ	1等	85	65	110	9
		2等	70	55	90	7
III類	あかまつ・くろまつ・からまつ つが・べいつが	1等	80	60	105	9
		2等	65	50	85	7
IV類	もみ・えぞまつ・とどまつ・ べにまつ・すぎ・べいすぎ・ スブルース	1等	75	55	95	7
		2等	60	45	75	6

ただし、f_c：縦圧縮、f_t：縦引張、f_b：曲げ、f_s：せん断

(1) 針葉樹の構造用製材の繊維方向の許容応力度は表4. 1による。

ただし、JAS規格に示す機械等級区分製材（ヤング係数を実測して許容応力度を定める製材）においては、表4. 1の値によらず、該当するMOE（ヤング係数）とMOR（曲げ破壊係数）の回帰関係から許容応力度を決定する。

(2) 広葉樹製材の繊維方向の許容応力度は表4. 2による。

表4. 2 広葉樹製材の繊維方向の許容応力度（単位：kgf/cm²）

樹種		等級	f _c	f _t	f _b	f _s
I類	かし	1等	113	100	163	18
		2等	90	80	130	14
II類	くり・なら・ぶな・けやき アピトン	1等	88	75	125	13
		2等	70	60	100	10
III類	ラワン	1等	88	63	113	8
		2等	70	50	90	6
	エッキ（ボンゴシ、アゾベ）		200	150	250	20

広葉樹に関しては、機械等級区分製材の扱いは認めない。

(3) 木材の繊維に直交する方向の許容応力度は等級に拘らず表4. 3による。

表4. 3 木材の繊維に直角方向の許容応力度

樹種		許容応力度		
		許容部分圧縮 (めり込み)応力 f _{c90'}	許容全面 圧縮応力度 f _{c90}	
針 葉 樹	I類	べいまつ・ソ連からまつ	30	9.5
	II類	ひば・ひのき・べいひ	25	9.0
	III類	あかまつ・くろまつ・からまつ つが・べいつが	25	8.0
	IV類	もみ・えぞまつ・とどまつ・ べにまつ・すぎ・べいすぎ・ スプルース	20	7.5
広 葉 樹	I類	かし	40	18
	II類	くり・なら・ぶな・けやき アトピン	35	14
	III類	ラワン	30	14
		エッキ（ボンゴシ、アゾベ）	80	

- (4) 材中間部でめり込みを受ける場合の繊維に傾斜する方向の許容応力度は図4.1に示すとおり、繊維方向と加力方向とのなす角度 (θ) が $0^\circ \sim 10^\circ$ では、表4.1および表4.2の f_c の値をとり、 θ が $70^\circ \sim 90^\circ$ では表4.3の f_{c90} の値をとり、中間の角度は、直線補間した値とする。
- (5) 材端部でめり込みを受ける場合は、表4.3の値に表4.4の調整係数を乗じた値とする。
- (6) 全面圧縮を受ける場合の許容応力度と荷重角度の関係も図4.1に従う。

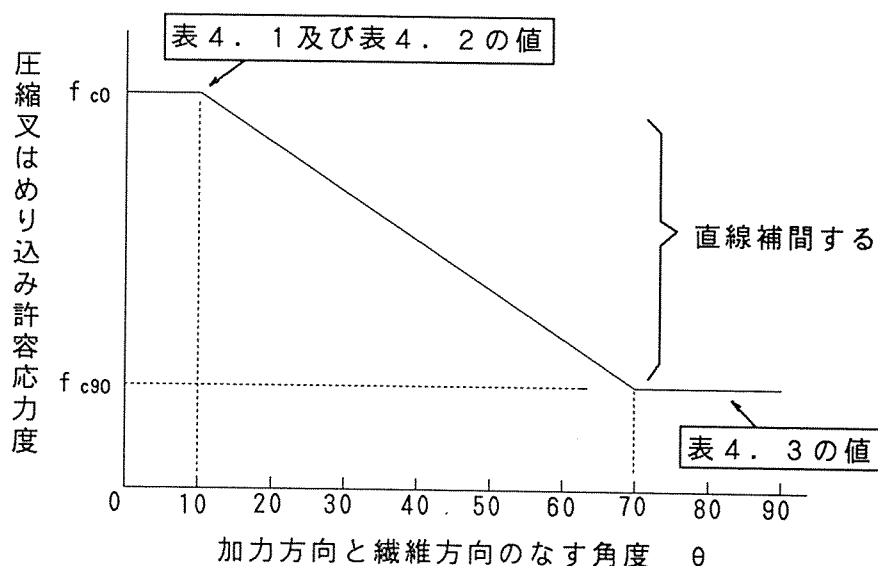
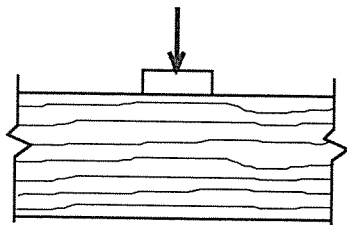
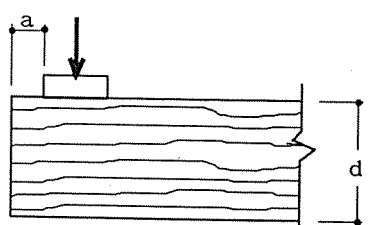


図4.1 材中間部でめり込みを受ける場合の許容応力度と荷重角度の関係

表4.4 木材の繊維に直角方向の許容部分圧縮（めり込み）応力度の加力状態による調整係数

樹種	許容部分圧縮（めり込み）応力度	
針葉樹	1.00	0.80
広葉樹	1.00	0.75
加力状態	(イ) 材中間部におけるめり込み 	(ロ) 材端におけるめり込み 

(7) 許容座屈応力度

許容座屈応力度 f_k は表 4. 1 に示す許容圧縮応力度 f_c に座屈低減係数 η を乗じて算定する。

$$f_k = \eta f_c$$

ただし、

η : 材の細長比 λ に応じて決まる座屈低減係数で、以下のように決定する。

$$\begin{array}{ll} \lambda \leq 30 & \eta = 1 \\ 30 < \lambda \leq 100 & \eta = 1.3 - 0.01\lambda \\ 100 > \lambda & \eta = 3000/\lambda^2 \end{array}$$

細長比 λ は次式で算定する。

$$\begin{aligned} \lambda &= l_x / i \\ i &= h/3.46 \quad \text{長方形断面の場合 (h は座屈方向の材せい)} \\ &= D/4 \quad \text{円形断面の場合} \end{aligned}$$

ただし、

l_x : 座屈長さ (詳細は 5 章の構造設計参照)

4. 1. 6 許容応力度の増減

(1) 湿潤

常時湿潤状態にあるものに対しては、表 4. 1 ~ 4. 3 の値の 70% をとる。

(2) 直接雨露にさらされる場合

これに対しては、状況に応じて 80% まで低減させる。

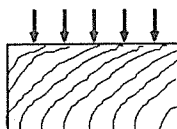
(3) せん断

割裂を伴わないせん断の場合、表 4. 1, 4. 2 の f_c の値を 1.5 倍まで増すことができる。

(4) むり込み

(a) 少量のむり込みを生じても差しつかえない場合は、表 4. 3 の値の 50% 以内を増してよい。

(b) 受圧面が追い杭



の場合は、表 4. 3 の値の 2/3 をとる。

4. 1. 7 製材の弾性係数とクリープ

(1) ヤング係数を実測しない材料を用いて変形等を計算する場合は、木材の繊維方向のヤング係数 E_0 として、表 4. 5 の値を用いてよい。

表 4. 5 木材の繊維方向のヤング係数 (単位: 10^3 kgf/cm^2)

樹 種		E ₀		
		2 等	1 等	
針 葉	I 類	べいまつ・ソ連からまつ	100	110
	II 類	ひば・ひのき・べいひ	90	100
	III 類	あかまつ・くろまつ・からまつ つが・べいつが	80	90
樹	IV 類	もみ・えぞまつ・とどまつ・ べにまつ・すぎ*・べいすぎ・ スプルース	70	80

表 4. 5 続き

樹 種		E ₀		
		2 等	1 等	
広 葉 樹	I 類	かし	100	110
	II 類	くり・なら**・ぶな・けやき** アトピン	80	90
	III 類	ラワン	70	80
		エッキ (ボンゴシ、アゾベ)	170	

[注] * 気乾比重 0.3 以下のすぎに対しては、表記の値の 70% をとる。

** なら・けやきについては、平均年輪幅 1mm 以上のものとする。

(2) 木材の繊維に直交方向のヤング係数 E₉₀。

表 4. 5 の値の 1/25 とする。

(3) 木材のせん断弾性係数 G

表 4. 5 の値の 1/15~1/20 とする。

(4) 木材のクリープ

一定の荷重が長期間連続して作用する場合、変形は気乾状態では最終的に初期変形の約 2 倍に、湿潤状態または乾湿繰り返し条件下では、約 3 倍になるといわれている。しかしながら、長期荷重が 100% 連続的に作用することはまれで、北米などでは未乾燥の製材品を用いる場合、ヤング係数の値を 1/2 に、気乾の製材品や集成材を用いる場合には、2/3 にとることが推奨されている。

4. 2 集成材

4. 2. 1 集成材の品質

構造用を使用する集成材は、構造用集成材の日本農林規格（昭和61年12月25日農林省告示第2053号）、および構造用大断面集成材の日本農林規格（昭和61年12月25日農林省告示第2054号）に適合する品質を有するものとする。なお、構造用集成材の等級を特級、1級、2級の3等級に分ける。

4. 2. 2 同等級ラミナで構成される集成材

上記の日本農林規格の強度等級と異なる性能を有する集成材に対しては、使用する部位に応じた適切な試験方法および評価方法によって、構造用として必要な性能を有すると判断されるものに限って、その構造的使用を認めるものとする。

4. 2. 3 集成材の許容応力度

表4. 6 構造用集成材の繊維方向の許容応力度（単位：kgf/cm²）

樹種		等級	許容応力度						
			f_c	f_t	f_{bx-x}^{**}	f_{by-y}^{**}	f_{sx-x}^{**}	f_{sy-y}^{**}	
針	A 1 類	べいまつ・ソ連からまつ	特級	115	110	165	140	12	10.5
		1級	105	95	145	130	12	10.5	
		2級	90	80	120	110	12	10.5	
葉	A 2 類	ひば・ひのき・べいひ	特級	105	100	155	130	11	9.5
		1級	95	90	135	120	11	9.5	
		2級	80	75	110	100	11	9.5	
樹	B 1 類	あかまつ・からまつ・つが・べいつが	特級	100	95	145	115	10	8.5
		1級	90	85	125	110	10	8.5	
		2級	75	70	105	95	10	8.5	
樹	B 2 類	もみ・えぞまつ・とどまつ・べにまつ・すぎ・べいすぎ*・スプルース・ロッジポールパイン*・ポンドロサパイン*	特級	90	85	135	110	9	8.0
		1級	80	75	115	95	9	8.0	
		2級	70	65	95	85	9	8.0	
広葉樹	A 類	ぶな・かば・けやき・なら・しおじ・たも・はるにれ・いたやかえで・アピトン	1級	105	100	150	135	12	10.5
		2級	95	85	125	115	12	10.5	
	B 類	ラワン	1級	90	85	130	115	10	8.5
			2級	80	75	110	100	10	8.5

ただし、 f_c ：縦圧縮、 f_t ：縦引張、 f_b ：曲げ、 f_s ：せん断

*：べいすぎ、ロッジポールパイン、ポンドロサパインは小断面の構造用集成材の場合のみ使用可

**：X-X 軸は荷重方向またはたわみ方向と積層面が直交する場合、Y-Y は平行な場合である。

(1) 繊維方向の許容応力度

構造用集成材の特級、1級、2級の繊維方向の許容応力度は表4.6による。

(2) 繊維に直交方向の許容圧縮応力度 $f_{c,90}$ は、表4.7による。

(3) 繊維に傾斜する方向の許容応力度 $f_{c,\theta}$

構造用集成材の繊維方向に傾斜する方向の許容めり込み応力度 $f_{c,\theta}$ は、 $\theta = 0^\circ$ から 10° までは表4.6の f_c をとり、 $\theta = 70^\circ$ から 90° までは表4.7により、中間角度は直線補間した値とする。(図4.1参照)

(4) 繊維に直交方向の許容引張応力度 $f_{t,90}$

構造用集成材の繊維に直交方向の許容引張応力度は、表4.6の f_t の $1/3$ の値とする。

表4.7 繊維に傾斜する方向の許容応力度 (単位: kgf/cm^2)

樹種		許容応力度 $f_{c,90}$		
		許容めり込み応力度		許容圧縮応力度
		(イ) 材中間における めり込み	(ロ) 材端における めり込み	(ハ) 全面圧縮
針葉樹	A 1 類	30	24	9.5
	A 2 類	25	20	9.0
	B 1 類	25	20	8.0
	B 2 類	20	16	7.5
広葉樹	A 類	35	26	14.0
	B 類	30	23	14.0

(5) 許容座屈応力度

製材の場合と同じく、許容座屈応力度 f_k は表4.6に示す許容圧縮応力度 f_c に座屈低減係数 η を乗じて算定する。

$$f_k = \eta f_c$$

ただし、座屈低減係数 η は製材の場合と同じである。

4. 2. 4 許容応力度の増減

(1) 湿潤

常時湿潤状態にあるものに対しては、表 4. 6, 4. 7 の値の 70% をとる。

(2) 直接雨露にさらされる場合

これに対しては、状況に応じて 80% まで低減させる。

(3) せん断

割裂を伴わないせん断に対し、構造用集成材では f_c の割り増しを行わない。

(4) めり込み

少量のめり込みを生じてもさしつかえのない部所においては、表 4. 7 の値の 50% 以内を増してよい。逆に変形が重要となる部所においては、許容めり込み応力度を状況に応じて低減する。

4. 2. 5 集成材の弾性係数

(1) 繊維方向のヤング係数 E_0 。

構造用集成材の繊維方向ヤング係数 E_0 は、表 4. 8 の値をとる。なお、集成材のヤング係数を実測した場合、また、ラミナの実測値から集成材のヤング係数を計算して求めた場合は、その値を用いてもよい。

表 4. 8 構造用集成材の繊維方向のヤング係数
(単位: 10^3 kgf/cm^2)

樹 種		等級	度	
			** E_{0x-x}	** E_{0y-y}
針	A 1 類	特級	120	110
	べいまつ・ソ連からまつ	1 級	110	105
		2 級	100	100
葉	A 2 類	特級	110	100
	ひば・ひのき・べいひ	1 級	100	95
		2 級	90	90
樹	B 1 類	特級	100	90
	あかまつ・からまつ・つが・べいつが	1 級	90	85
		2 級	80	80
樹	B 2 類	特級	90	80
	もみ・えぞまつ・とどまつ・べにまつ・すぎ・べいすぎ*・スプルース・	1 級	80	75
		2 級	70	70
			ロジポールパイン*・	
			ポンドロサパイン*	

表 4. 8 構造用集成材の繊維方向のヤング係数
 続き (単位: 10^3 kgf/cm^2)

樹 種			等級	度	
				** E_{0x-x}	** E_{0y-y}
広 葉 樹	A 類	ぶな・かば・けやき・な ら・しおじ・たも・はる	1 級	90	85
		にれ・いたやかえで・ア ピトン	2 級	80	80
樹	B 類	ラワン	1 級	80	75
			2 級	70	70

*: べいすぎ、ロジポールパイン、ポンドロサパインは小断面の構造用集成材の場合のみ使用可

** : X-X 軸は荷重方向またはたわみ方向と積層面が直交する場合、Y-Y は平行な場合である。

(2) 繊維に直角方向のヤング係数 E_{90}

構造用集成材の繊維に直角のヤング係数は、表 4. 8 の E_{0y-y} の $1/25$ の値とする。

(3) せん断弾性係数 G

構造用集成材のせん断弾性係数は、表 4. 8 の E_{0y-y} の $1/15$ とする。

(4) クリープ

構造用集成材のクリープ変形は、製材に対する扱いと同じとする。

4. 2. 6 同等級ラミナで構成する構造用集成材の許容応力度

(1) 繊維方向の許容応力度およびヤング係数

構造用集成材の日本農林規格の 1 等ラミナのみで構成した特級、2 級ラミナのみで構成した 1 級、3 等ラミナのみで構成した 2 級の構造用集成材の繊維方向の許容応力度は表 1. 9 により、ヤング係数は表 4. 9 による。

(2) その他の方向の許容応力度および弾性係数

日本農林規格の構造用集成材と同じ扱いとする。

表 4.9 同等級ラミナで構成する構造用集成材の許容応力度

(単位: kgf/cm²)

樹 種		等級	許 容 応 力 度						
			f_c	f_t	f_{bx-x}^{**}	f_{by-y}^{**}	f_{sx-x}^{**}	f_{sy-y}^{**}	
針	A 1 類								
		べいまつ・ソ連からまつ	特級	140	135	170	170	12	10.5
			1級	125	110	150	150	12	10.5
		2級	100	90	125	125	12	10.5	
葉	A 2 類								
		ひば・ひのき・べいひ	特級	130	125	160	160	11	9.5
			1級	115	105	140	140	11	9.5
		2級	90	85	115	115	11	9.5	
樹	B 1 類								
		あかまつ・からまつ・つが・べいつが	特級	125	120	150	150	10	8.5
			1級	105	100	130	130	10	8.5
		2級	85	80	110	110	10	8.5	
樹	B 2 類								
		もみ・えぞまつ・とどまつ・べにまつ・すぎ・べいすぎ*・スプルス・ロッジポールパイン*・ポンドロサパイン*	特級	115	110	140	140	9	8.0
			1級	95	90	120	120	9	8.0
		2級	80	75	100	100	9	8.0	
広	A 類								
		ぶな・かば・けやき・なら・しおじ・たも・はるにれ・いたやかえで・アピトン	1級	125	120	155	155	12	10.5
		2級	105	95	130	130	12	10.5	
樹	B 類								
		ラワン	1級	110	100	135	135	10	8.5
		2級	90	85	115	115	10	8.5	

*: べいすぎ、ロッジポールパイン、ポンドロサパインは小断面の構造用集成材の場合のみ使用可

** : X-X 軸は荷重方向またはたわみ方向と積層面が直交する場合、Y-Y は平行な場合である。

4. 3 L V L

4. 3. 1 L V L の品質

L V L とは単板積層材 (Laminated Veneer Lumber) の頭文字を採ったもので、木橋に使用される構造用 L V L は、構造用単板積層材の日本農林規格 (昭和 6 3 年 9 月 1 4 日日本農林水産省告示第 1443 号) に適合する品質を有するものとする。

なお、構造用 L V L の等級は集成材とは異なり、完成した製品の曲げ強度試験と水平せん断強度試験を行い、それぞれの強度性能に応じて「曲げヤング係数区分」と「せん断性能区分」の 2 種類の区分表の適合するランクの許容応力度を適用する。

4. 3. 2 L V L の許容応力度

1) 曲げ、引張、圧縮の許容応力度

L V L の曲げ、引張、圧縮の各許容応力度は、日本農林規格の「構造用単板積層材規格」の定める試験を行って、曲げヤング係数区分及び等級分けを行った後、表 4. 1 0 によって該当する区分の値を用いる。

表 4. 1 0 L V L の 許容応力度表 (その 1)

曲げヤング 係数区分	等級	許容応力度 (単位 kgf/cm ²)		
		圧縮	引張	曲げ
1 8 0 E	特 級	155	120	195
	1 級	150	100	170
	2 級	140	85	140
1 6 0 E	特 級	140	105	175
	1 級	135	90	150
	2 級	125	75	125
1 4 0 E	特 級	120	90	155
	1 級	120	80	130
	2 級	110	65	110
1 2 0 E	特 級	105	80	130
	1 級	100	65	110
	2 級	95	55	95
1 0 0 E	特 級	85	65	110
	1 級	85	55	95
	2 級	80	45	80
8 0 E	特 級	70	50	85
	1 級	65	45	75
	2 級	65	40	65

2) 水平せん断許容応力度

LVLの水平せん断許容応力度は日本農林規格の「構造用単板積層材規格」の定める試験を行って、水平せん断性能に関する等級区分分けを行った後、表4.11によって該当する区分の値を用いる。

表4.11 LVLのせん断許容応力度表

水平せん断性能	せん断の許容応力度 (単位 kgf/cm ²)
65 V / 55 H	13
60 V / 51 H	12
55 V / 47 H	11
50 V / 43 H	10
45 V / 38 H	9
40 V / 34 H	8
35 V / 30 H	7

4. 4 接合具

4. 4. 1 木橋に使用する接合具

1) 釘

釘には鉄丸釘（通称N釘 JIS-A5508）、太め鉄丸釘（CN釘 JIS-A5551）等がある。接合法は図4. 2に示す方法が一般的である。

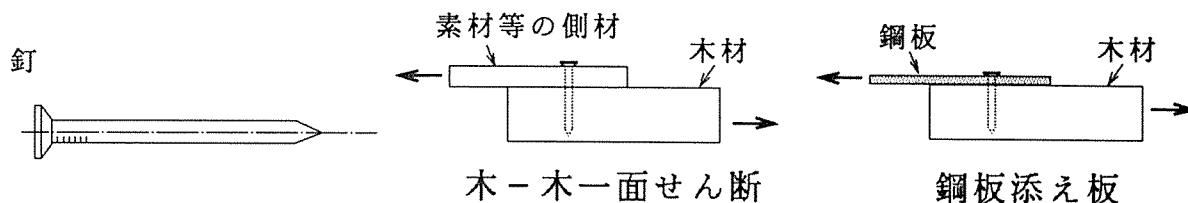


図4. 2 釘接合

釘接合の特徴は以下の通り。

- ・一本あたりが発揮できる力は小さいものの、適切な釘打ち間隔、端距離、縁距離等を遵守して必要本数の釘を打つことにより、力を分散して伝えることができるので、接合部としては十分な剛性、耐力、そして粘りを発揮する。
- ・施工に熟練技術を必要としない。
- ・初期ガタの絶対量がほとんどゼロなので、接合部の変形量を計算通り正確に見積もることができ、精密な構造設計が可能となる。
- ・荷重のかかり始めから直線域がなく、比線形挙動を示す。
- ・木材の強度異方性の影響を余り受けない。加力方向と繊維走向方向のなす角度による許容耐力の違いはない。
- ・クリープ変形が比較的大きい。

2) ボルト

ボルト(JIS-B1180)とナット(JIS-B1181)はJIS規格に規定されているものを用いる。ボルトによる接合法は、図4. 3に示すように、引張りボルトとせん断ボルトに大別される。

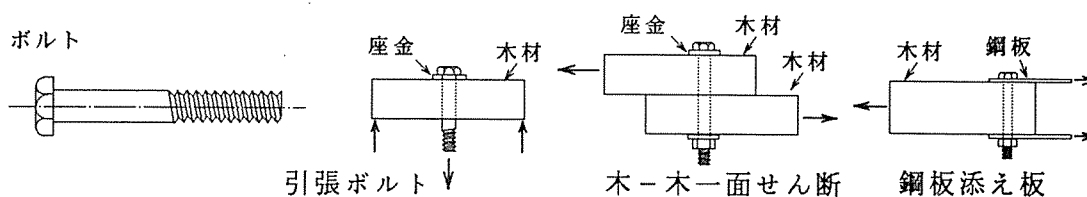


図4. 3 ボルト接合

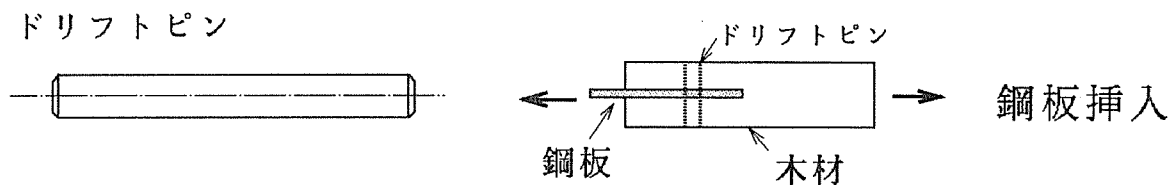
ボルト接合の特徴は以下の通り。

- ・古くから使われてきた最もポピュラーな接合具であり、施工に特別の熟練技術は要求されない。

- ・ネジ山を痛めないように打ち込む必要があるため、鋼板を側材とする場合はボルト直径+1～2mm程度の先孔を明ける必要がある。そのため、初期ガタが避けられず、接合部の正確な変形量を推定することが困難な場合が多い。
- ・細長比の大きなボルト接合は原則的に粘り強い性能を発揮する。しかし、細長比が8以下の太短いボルト接合は脆性的な破壊性状を示す。
- ・座金を介しての締め付け力は木材と側材の間に摩擦力を付与するため、摩擦力が効いている間は剛性が高くなる場合もある。しかし、この摩擦力の発生は材表面の状態にも依存するため、これを定量的に設計に組み入れることは、現時点では難しい。
- ・ボルト接合は大変形領域に達すると、座金が木材にめり込んでボルトに軸方向抵抗力を発生させ、ボルトの曲げ抵抗能力を増大させる。その結果、ボルト接合部の見かけのせん断耐力は座金のないドリフトピンの約1.5倍に達する。

3) ドリフトピン

ドリフトピンの品質に関しては明確な規格はない。実際に使われているドリフトピンはJIS-G3101に規定されたS400相当の鋼棒から切りだされる場合が多い。また、ドリフトピンの先端は打ち込み易いように図4.4のように角を落とすのが普通である。



ラグスクリュー

図4.4 ドリフトピン接合

ドリフトピン接合の特徴は以下のとおり

- ・ボルトに似た機能を有する接合具であるが、ボルトのようにナットと座金で締め付けるものではなく、単に木材中に打ち込んでせん断抵抗治具として使用する。
- ・木材同士を接合する場合には、ピン直径より幾分小さめの先孔を開けてハンマー等で叩き込む。鋼材を側材（挿入材）とする場合は、良くてピン径と同寸、悪くてピン径+1～2mm程度の先孔を明ける場合が多いので、ボルト同様初期ガタが発生する。
- ・ドリフトピンはボルトに比べてすべりが少なく、初期剛性が高いという評価が一般的であるが、そのような評価は木-木接合に限った場合であって、鋼板を使用する場合はガタが生ずる。
- ・初期剛性に関しては同じ径長比のボルト（初期ガタを差し引いた真のすべり量で比較して）と同じ性能を発揮するが、座金による締め付け力がないので、大変形領域に入ってから耐力はボルトの75%程度である。

- ・ 座金がないため、鋼板を材中に挿入させる鋼板挿入型ドリフトピン接合とすることにより、外部に金属がほとんど露出しない接合部を構成することができる。そのため、審美性、防耐火性に優れており、最近の中・大規模な木構造の接合部に使われることが多い。
- ・ 径長比の大きなドリフトピン接合は原則的に粘り強い性能を発揮する。しかし、細長比が8以下の太短いドリフトピン接合は脆性的な破壊性状を示す。

4) ラグスクリュー

図4.5に示すラグスクリューは木橋に最も頻繁に使われる接合具であるが、その材質や形状に関するJIS規格はない。現在出回っているものは、民間の自主的な規格（ラグスクリュー懇談会）によるもので、ドイツのDIN規格に準拠したものであると言われている。材質はドリフトピンと同様にS400に準拠している。

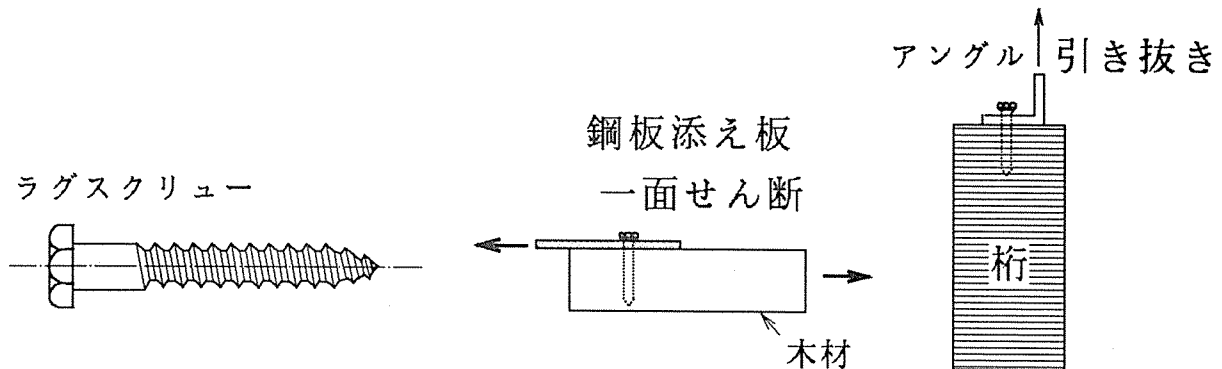


図4.5 ラグスクリュー接合

ラグスクリュー接合の特徴は以下のとおり。

- ・ 木材同士の接合で使われるよりは、鋼板を添え板とする接合に使われることが多い（日本では鋼板添板の場合しか許容耐力は認められていない）。
- ・ 鋼板添板接合の場合、木材側の先孔はラグスクリューの直径より小さく（後述）、鋼板側の先孔径は直径と胴寸程度で良いので、ボルトに比べると初期ガタは少なく、初期剛性は大きい。
- ・ 基本的に片側から接合するタイプの接合具であるので、ボルトのように長い先孔を木材中に貫通させる必要がなく、孔明け作業が比較的楽である。
- ・ 木材側に明ける先孔直径はネジ部と胴部で異なる。低比重のスギやエゾマツ・トドマツ等の場合、ネジ部の先孔径は胴部直径の40～70%、ヒノキやベイマツでは60～75%、高比重の広葉樹では65～85%とする。また、胴部の先孔径は胴部と胴寸とする。この二段穿孔用の特別なドリル歯も一部で開発されている。

5) 各種ジベル

図4. 6に現在我国で使われている代表的ジベル2例を示す。ジベルは必ずボルトと併用して使用するもので、ボルト接合で最も力の集中する主材（木材）と側材（木材、または鋼材）との接合界面に存在し、大きな耐圧面積を生かしてボルトのせん断抵抗能力を増すための補助的な接合具である。

日本で使われているジベルとしては、シアープレート、スプリットリング、アペルリング（彫り込み式ジベル）、および、ブルドックジベル（圧入式ジベル）がある。これらは全て輸入品であるので、その品質は輸入元のしかるべき規格に合格しているはずである。

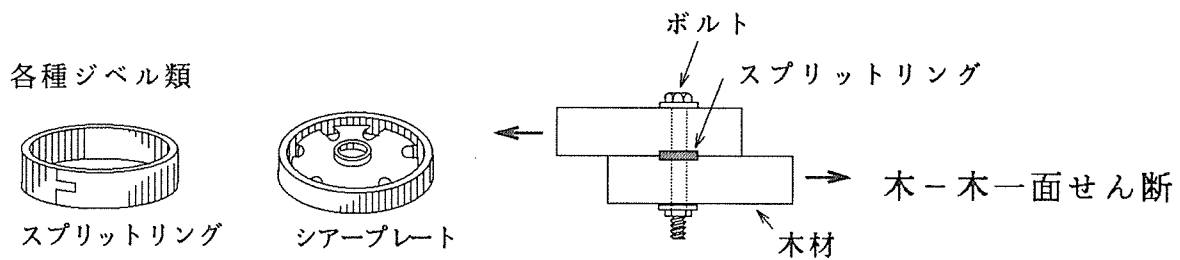


図4. 6 代表的ジベルの形状

ジベル接合の特徴は以下のとおり

- ・ 彫り込み式ジベルの加工には専用のカッターが必要で、加工精度が要求される。しかし、精度が良ければクリープ変形の少ない接合部が期待できる。加工精度が悪いと、ボルト単独の場合より初期ガタが大きくなることもある。
- ・ 圧入式ジベルは特別のカッターを必要としないが、ジベルを材中に圧入するのに、油圧ジャッキ等の圧入用治具が必要である。初期ガタが発生する可能性は彫り込みジベルよりは少ない。
- ・ ジベルは本来木造トラスの節点におけるせん断耐力を増強するため開発されたもので、一個あたりの耐力は大きいですが、端距離や縁距離、ジベル相互の間隔等はそれぞれのジベルによって実験的に確認する必要があるので、一接合部にジベルを多数個使用する場合には慎重な設計が要求される。
- ・ ジベル接合は耐力は大きいですが破壊性状は一般的に脆性的で、靱性に期待した接合（例えばラーメン構造）より、強度に期待した接合部（例えばトラス構造）に適している。

4. 4. 2 実験による接合具の許容耐力

日本建築学会（編）木構造計算規準によれば、接合具の許容耐力を実験によって決定する場合は以下の式による。

$$P_a = \frac{T_L}{a \cdot b}$$

ここで、

P_a ：接合具の許容耐力

a ：安全率（構造物の形式や使用目的により 1.5～2 で通常 2）

b ：長期応力に対する係数（2～3の範囲で通常 2）

T_L ：実験により得られた接合具の最大耐力（ P_{max} ）の下限 5 % 値で、順位法や各種の統計的手法により決定する。建築学会では、この T_L は、一般に最大耐力の母集団分布を対数正規分布と考えることにより次式から推定できるとしている。

$$\log(T_L) = \bar{x} - K \cdot S$$

\bar{x} ：試験により得たデータの対数をとったあとの平均値

S ：試験により得たデータの対数をとったあとの標準偏差

K ：試験体数に依存する定数で表 4. 1 2 による

表 4. 1 2 K 値表

試験体数	6	7	8	9	10	11	12	15	20	25
K	2.336	2.250	2.190	2.141	2.103	2.073	2.048	1.991	1.933	1.895

4. 4. 3 実験によらない場合の許容耐力

実験によらずに接合具の許容耐力を知りたい場合は、日本建築学会（編）木構造計算規準の最新の改訂版に記載されている各設計式に準拠するのが望ましい。

（ 建築学会規準の最新版の抜粋）

5. 構造設計

5.1 構造計画

木橋を選択する場合は（１）環境とのマッチを重視する、（２）簡易に使用期間を限って計画する、（３）屋根を付ける等、充分、不朽対策を講じ、維持管理に努めて永久構造物と見なして採用する。

構造形式については荷重、スパン等、規模に応じて、また、環境に応じて２章に示す様なものから選択するものとする。

5.2 各部構造の決定

応力の伝達が確実出あり、腐食の恐れが出来るだけ少くなる様、各部の構造を決定するものとする。

5.3 構造解析の方法

解析の方法は行鋼構造に準じて行ってよいが、木材の異方性、クリープ、湿度の影響等、鋼材と異なる特質には、充分、留意しなければならない。

5.4 部材断面の検討

３章の荷重および４章の許容応力に基づいて断面を算出するが、腐食しにくい断面形状を選ぶと共に、ある程度、腐食代に対してゆとりを持たせるのがよい。（よい例、悪い例）

5.5 接合部の設計

接合部は原則として部材の全強に対して設計するが、強度以外の理由等で部材断面に余裕がある場合には作用応力を参考としてよい。

継ぎ手の詳細については従来、種々実用されている物を参考するのがよい。鋼ボルトを用いたり、鋼材を併用することも非常に有効であるが、鋼材との応力の伝達の細部構造では木材は異方性が著しいこと、鋼材とは強度密度が非常に異なることなどを充分、考慮し、鋼片から集中的に力が導入せず、なるべく、均等に分散して導入するよう考慮するのが良い。（多くのディテールと計算の実例を示す）

5.6 変形の検討

変形は橋の強度には一般的に直接、影響は無いが、長期には接合部の緩み、舗装の割れの原因となったり、間接的に振動の原因となるので、橋の撓みや変形の制限を加える事がある。しかし余り、根拠も無く、変形の制限値を与えることは不経済である。

5.7 振動に対する検討

木橋の場合の振動は強度の問題より歩行者の心理的な影響が問題となるので、鋼歩道橋等に対する規制値を参考とするのが良い。

5.8 振れに対する検討

振れについては強度の問題からと歩行者に対する心理的影響とが考えられるが、前者については精密な計算により判断し、後者については5.7の場合と同様に扱えば良い。

6. 防腐耐久設計

6.1 部材の防腐

(1) 樹種

野外で風雨に曝される状態で用いられる木材の耐久性（耐朽性という）は樹種によって異なり、熱帯産の一部の樹種は防腐処理を行わなくても長期間使用に耐える。しかし、耐久性が高い樹種であっても一般に辺材（樹木の外側の白太と呼ばれる白い部分）は耐朽性が低く、防腐処理を行わなければ比較的短期間に腐る。橋梁に用いられる木材は表1の極大に区分される樹種の場合は防腐処理をしなくてもよいが、その他の区分の樹種はその使用条件によって原則として防腐処理をしなければならない。なお、地域別の耐用性の参考として、図1に（財）日本住宅・木材技術センターが調査した木材腐朽危険度マップを示す。大まかにみて、北海道などの寒冷地域では東京地区の5割程度耐用性が増加し、奄美群島、沖縄、南西諸島、小笠原諸島などは反対に5割程度の耐用性が短縮すると考えられる。さらに、本州の房総半島から西の海岸線に近い地域、九州、沖縄、南西諸島、伊豆諸島、小笠原などの、イエシロアリの被害が高い地区においては、表2の耐蟻性の高い樹種で無ければ、防蟻に対する処置を行うべきである。更に、海中に設置する場合は、表3の耐海虫性の高い樹種で無ければ、海中使用に適する防腐・防蟻処理を行わなければならない。

表1. 各樹種の心材の耐朽性

耐朽性の区分	日本材	北米材, ソ連材	南洋材
極大			ボンゴシ (アゾベ, エッキ) ドゥーシエ
大	ヒノキ, ヒバ クリ, ケヤキ	ベイヒ, レッドウッド ベイスギ, ベイヒバ	チーク, マホガニー
中	カラマツ, スギ ナラ, カシ類	シベリヤカラマツ ベイマツ	クルイン, ケンパス
小	アカマツ, クロマツ モミ, ツガ	ベイツガ, ベニマツ サザンパイン(SPF) ヨーロッパアカマツ	アピトン, ユーカリ ナトー, レッドラワン ジョンコン, タウン
極小	エゾマツ, トドマツ	ベイモミ, スプルース ラジアタマツ	アガチス, ジェルトン アルストニア

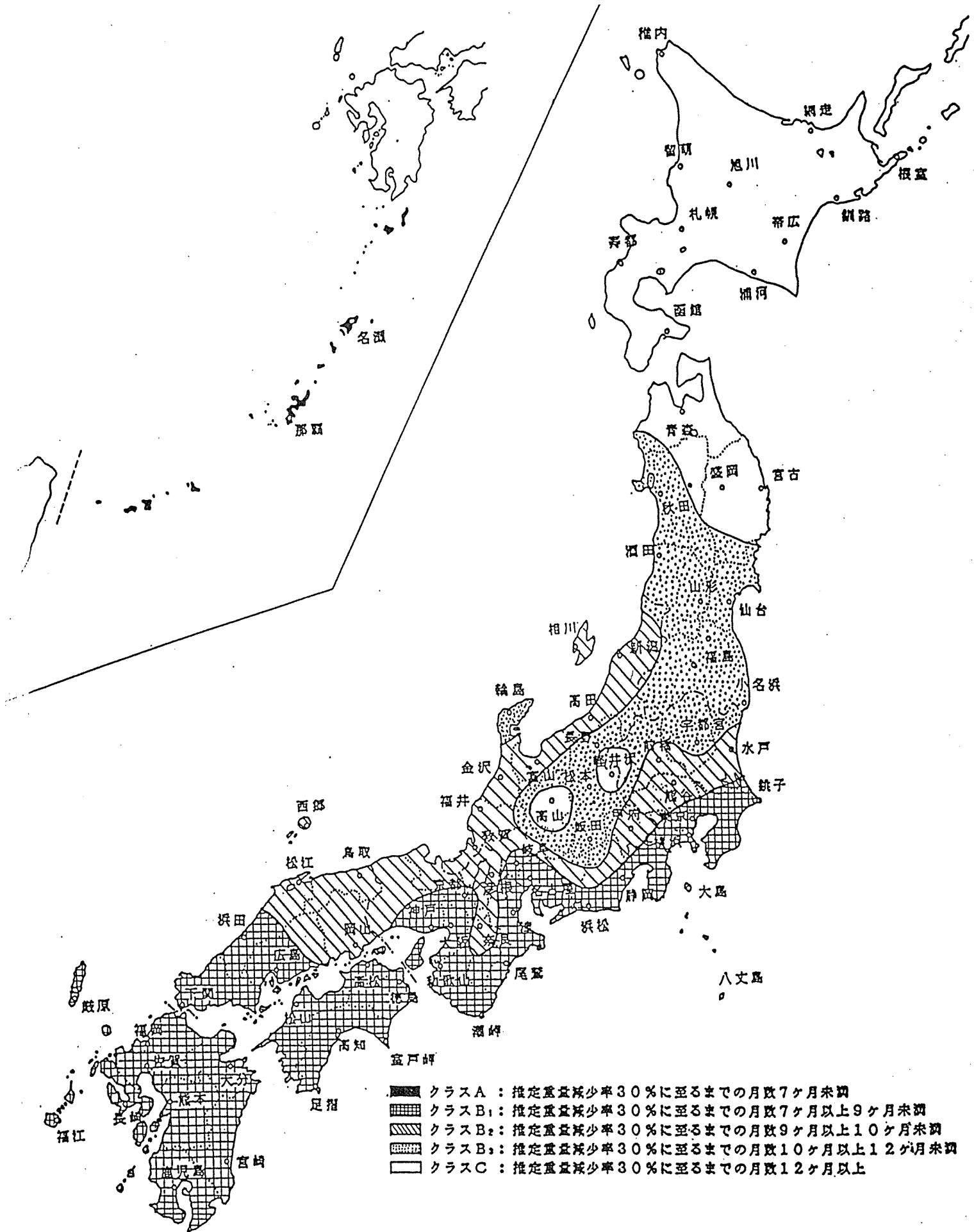


図 1 日本全土における木材腐朽危険度マップ

表2. 耐蟻性の分類

耐蟻性	樹種（心材のみ，辺材は耐蟻性がない）
大	ヒバ，コウヤマキ，チーク，アゾベ（イッキ）
中	ヒノキ，スギ，カラマツ，ベイヒ

表3. フナクイムシ抵抗性のある樹種（心材のみ）

国産材	コウヤマキ，クリ，イチイガシ
南洋材	アフリカンパドーク，マコレ，ドゥーシエ ボンゴシ

（2）加圧注入による防腐・防蟻処理

橋梁に使用する木材の防腐は，原則的に加圧注入処理でなければならない。加圧注入方法は，JIS A 9002に規定する方法で行う。加圧注入用薬剤は現在表4および表5に示す薬剤が使われている。しかし，メンテナンスをしないでも20年以上という長期の耐用に耐える薬剤は，この中で，CCAとクレオソート油だけである。

表4. 日本工業規格で規定される木材保存剤

JIS番号	規格名	摘要
JIS K 1554-1985	クロム・銅・ひ素化合物系木材防腐剤	CCA，現在の主流
JIS K 2439-1983	クレオソート油・加工タール・タールピッチ	クレオソート油を使用

表5. A Q認証された加圧注入用防腐・防蟻剤

薬剤の種類	主成分	商品名	製造者
ナフテン酸銅	ナフテン酸銅	トヨゾールCU	東洋木材防腐(株)
ナフテン酸亜鉛	ナフテン酸亜鉛	トヨゾールZN	東洋木材防腐(株)
バーサチック酸亜鉛	バーサチック酸亜鉛, ベルメトリン	エバーウッド PN-700	神東塗料(株)
AAC	DDAC	ペンタキュア ニューBM	(株)サイエンス
		レザック R	(株)コシイ プレザービング
		モクボアAAC	大日本木材防腐(株)
ACQ	酸化第二銅, 塩化ベンザルコニウム	マイトレック ACQ	(株)コシイ プレザービング
CFK-Z	銅, フッ化物, クロム, 亜鉛	バシリット CFK-Z	武田薬品工業(株)

ただし、長期の耐用性を保証し得る程度に注入可能な樹種は辺材または表6に示す樹種のうち、良好、やや良好、困難に区分される樹種である。

表6. 主な樹種の心材の浸透性による分類

産地	良好	やや良好	困難	きわめて困難
日本材	ヒバ カエデ類 シデ類 ツバキ トネリコ ハンノキ	マツ類 スギ ツガ ヒメコマツ モミ マカンバ	エゾマツ トドマツ トウヒ ヒノキ ケヤキ ブナ	カラマツ クリ クヌギ クスノキ ナラ類 セン
北米材	ボンデローサマツ レッドウッド レッドオーク	ジャックパイン ベイツガ イエローバーチ サトウカエデ	ロッジポールマツ カナダツガ ベイトウヒ シトカスプルー	ベイマツ ベイスギ シベリアカラマツ ホワイトオーク
南洋材	アピトン バクチカン ゲロンガン ジェルトン ケンパス クルイン パラゴムノキ バルサ アルストニア	マヤピス メラワン テレンタン エリマ カナリウム	バラウ チェンガル カプール チーク マラス	バンキライ ダークレッドメランチ イピール マホガニー メルサワ レッドラワン ジャラ カメレレ タウン

(出典) 林業試験場監修：木材工業ハンドブック改訂3版（丸善，1982）より樹種名を一般名に直し抜粋

注入良好な樹種を用いて製造された加圧注入木材の野外耐用年数を表7，表8に示す。材料の耐用性が期待耐用年数に対して不足する場合はメンテナンスフリーとする事は出来ない。この場合、「(3) 定期的な塗り直しを前提とした木材表面の防腐処理」を参照のこと。

表7. 加圧注入用防腐剤によって処理されたスギ辺材杭 (3 x 3 x 60 cm) の野外における耐用年数 (多摩森林科学園: 東京都八王子市)

薬剤	平均吸収量 (kg/m ³)	耐用年数
クレオソート油	503	34年以上
	52	19年
	27	17年
クレオソート油75:重油25	564	34年以上
クレオソート油50:重油50	517	34年以上
クレオソート油75:ホルタル25	271	34年以上
クレオソート油50:ホルタル50	389	34年以上
CCA(JIS K 1554 Type 1)	12.0	29年以上
	2.20	18年
CCA(JIS K 1554 Type 2)	10.9	27年
	1.80	13年
硫酸銅	18.7	17年
蟻酸銅	6.8	20年
ホウフッ化銅	13.0	18年
ケイフッ化銅	14.0	15年
ZMA	7.17	15年
CZC	7.68	10年
CFK	14.4	15年以上
ナフテン酸銅	4.5 (銅として)	15年以上
ナフテン酸亜鉛	5.6 (亜鉛として)	15年以上
8-オキシキノリン銅	3.6	15年以上
フェノール樹脂	144	20年
	77	17年
	49	15年
無処理		3年

(出典) 林業試験場監修: 木材工業ハンドブック改訂3版 (丸善, 1982) よりその後のデータ (未発表) を追加して整理

表8. AAC系薬剤の野外における耐用年数

(ラジアタマツ辺材, 2 x 2 x 40 cm, 森林総合研究所7号暴露試験地, 茨城県つくば市)

薬剤	吸収量	耐用年数
DDAC	9.4(kg/m ³)	9年
塩化ベンザルコニウム	9.5	9年
DDAC+塩化ベンザルコニウム	9.5	11年以上
CCA (Type 2)	9.5	11年以上
無処理		3年

(3) 定期的な塗り直しを前提とした木材表面の防腐処理

耐朽性の比較的高い樹種で、加圧注入が困難なものや、加圧注入であっても防腐剤自体の性能が長期間望めない場合などの場合は、表面処理用の防腐剤を塗布する必要がある。このために用いる薬剤は、(社)日本木材保存協会または(社)日本しろあり対策協会が認定しているものとする。2つの協会が認定している薬剤は同一の試験法にもとづいている。これらの薬剤は、施工時、施工1年後に処理した後、表9に示すように、薬剤の効力に応じた間隔で、定期的に塗り直すことが必要である。

表9. 塗布系薬剤の再処理サイクルの例

(森林総合研究所暴露試験値(茨城県つくば市)のデータによる)

薬剤名	色及び性状	市販価格(概算)	再処理サイクル
クレオソート油	暗褐色, 乾きにくい, そのまま使用	¥3000(4kg入)	5年
ナフテン酸銅	緑色, 灯油で5倍希釈して使用	¥20000(18kg入)	7年
ナフテン酸亜鉛	無着色, 灯油で2.5倍希釈して使用	¥20000(18kg入)	5年
キシラザン系 (商品名キシフェン)	各色有り, そのまま使用	¥27000(15kg入)	2年

6.2 接合部の防腐, 防錆

木材が金物等で接合された部分は雨水が溜まりやすいのと結露の影響とで非常に腐りやすい箇所となる。雨水については、雨天のときにその部分が水たまりとならないよう構造的な工夫をする。あるいは、JISまたはAQ認証されている防腐・防蟻剤を、プレカット後加圧注入した木材を使用する。あるいは、その部分に(社)日本木材保存協会または(社)日本しろあり対策協会が認定している表面処理用防腐・防蟻剤を塗布し、施工1年後に処理した後、表8に示すように、薬剤の効力に応じて最大7年最小1年の間隔で定期的に塗り直す。このために例えば橋梁の入り口にコンプレッサーを設置し、各接合部に木製のためを作り、防腐・防蟻剤再処理用のパイピングをしておくことなどが考えられる。接合に用いる金物は有効な防錆措置をするか、ステンレスなど錆びにくい材料を用いる。

6.3 高耐久構造に対する検討

耐久性上は、できるだけ屋根をつけ、庇を長くとるなど、木部に雨水がかかりにくい構造にする、屋根をつけない場合は、伝統的木造橋梁である錦帯橋のように。木材が水平に使われないよう、できるだけ傾斜をつけた形で使用され、水たまりとなる部分には水抜きをつける、木口が頭となる箇所には銅板でおおいをするなど、必要な工夫をすること。

紫外線対策上は、もともと木部が黒くなることを前提としたデザインを考えるか、塗料を塗り、定期的に塗りかえる。

6.4 保守・点検・管理

6.4.1 木部の腐朽の判定方法

(1) 材色

腐朽または腐朽の初期の木材は、材全体の中で色の変化がある場合が多い。特に褐色でひび割れを生じているような場合(褐色腐朽)や、白色で繊維状になっているとき(白色腐朽)は腐朽している可能性が大きい。雨の後に材の一部が黒っぽくなって見える場合は、その部分の含水率が高いことを示し、腐朽が始まっている可能性がある。

材からきのこ(子実体)が出ているときはその材のどこかに腐朽している部分があることを示している。

カビの場合は強度を変化させることはないが、カビが生えるような環境は腐朽してもおかしくない環境と考えられ、触診など他の方法で、細部の点検が必要である。

(2) 触診

材の表面を押してみても簡単にへこむ場合は腐朽している可能性がある。マイナスドライバーなどを用いて突き刺したときに簡単に突き刺さるときも腐朽している可能性がある。いずれにしても、腐朽は平均的であるよりは局部的であることが多いので、連続的に調べて部分的に大きく変化している部分があればその可能性が大である。

腐朽の直接的な診断ではないが、張れた日が続いているときに、さわってみて濡れたような感じがするときは、その部分の含水率が高いことを示し、腐朽している可能性がある。

(3) 打診

金槌などで叩いたとき、他の部分より鈍い音がする場合は、腐朽している可能性がある。

(4) たわみ

構造物の上に一定の重量のものを載せたときのたわみが以前より大きいときは、必ずしも腐朽しているわけでないが、何かの劣化が始まっていることを示す。

6.4.2 点検・管理の方法

(1) 水切りの点検

雨の日などに構造物を見たとき、水溜りになる部分を調べる。もし水溜りになる部分があったら、部材の傾斜や接合の仕方を工夫し、水溜りの部分がなくなるようにする。手直しが出来ないような場合は、その部分に薬効の確かな防腐剤を浸込ませるとともに、定期的（1～3年に1回）に防腐剤を浸込ませる操作を繰り返す。

(2) 防腐剤の塗り直し

木材に、加圧注入でなく、塗布などの方法で防腐剤を塗った場合は、木材の割れなどの性状が安定すると思われる1年後に再度防腐剤を塗り直す。その後は防腐剤の効力にもとづき1～3年で塗り直す。

6.4.3 総合的な安全性の確認

橋梁としての総合的な安全性を確認するため、年に1度、積載保証荷重の1.3倍の荷重を有する車両を走行させ、異常音の発生や許容限度以上のたわみがないかを確認する。

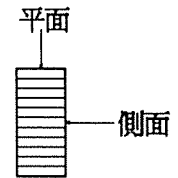
6. 5 集成材橋点検事例

- 1) 山野峡避難橋 架橋年月日 1990.3
- ①使用樹種 米松
- ②架橋形式 トラス橋 支間長 36m
- ③主要部材 上、下弦材 220×262
 敷 桁 170×228
 斜 材 220×228、220×170
- ④防腐、防虫、保護対策
 O S M O カラー WR (防虫、防腐、防カビ) 1回塗り
 " ワンコートオンリー
 5263 (ローズウッド) 2回塗り
- 床板 米松 C C A 加圧注入

調査 1992.9.30

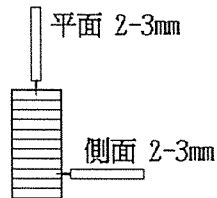
①外観検査

- (斜材) 東側面割れ発生少々有り、側面、平面
 巾0.5mm×300mm
 ※前回調査時('90.6) 巾1.5×1m 深さ2mm
- (上弦材) 上面銅板カバー付き
 側面少々割れ発生
- (下弦材) 割れ発生殆ど無し、中央部検査不可



②腐れ検査

方法 キリにて条件の良い所のめり込み深さを測定し、これと比較する。



測定は、木目の影響を考慮し
 数回行い最も深い所を取る。

- (斜材) MAX 3mm 問題なし
 注) 金物に水抜き穴が有るが木の葉等でふさがれ
 水溜まり2ヶ所有り。
 めり込み深さ 3mm
 問題なし
- (上弦材) MAX 3mm
 問題なし
- (下弦材) 中央部 測定不可
 脚部 MAX 3mm
 問題なし

結果考察

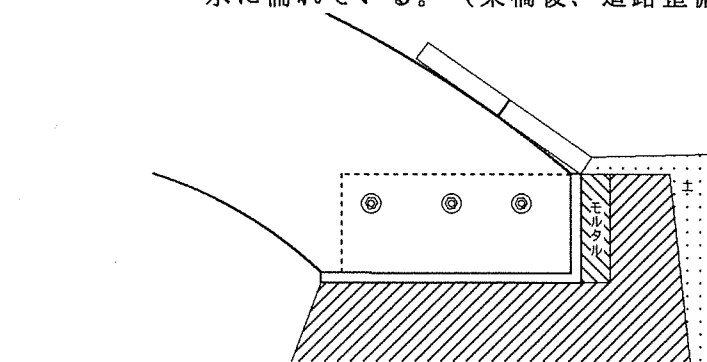
- ・検査時の気候により割れ大きく変化(1990.6調査時の方が割れ大きく、タッチアップ施工)、晴天の続いたときに再度調査が必要。
- ・塗装が考える以上に腐れにたいして有効に思える。(水溜まり部)
- ・施工場所の風通しが良いのでこの様な結果がでたのではないか。
- ・水溜まりを防ぐ方法が絶対に必要。

- 2) 奈義町木橋 架橋年月日 1990.3
- ①使用樹種 米母集成材、米松(床板)
 - ②架橋形式 アーチ橋 支間長 7.7m
 - ③主要部材 アーチ桁 200×300
 - ④防腐、防虫、保護対策
 - a. ラミナ原板乾燥後、ペンタキユアMB加圧注入
(第4級 アンモニウム、ポリグリコール)
 - b. 注入後再乾燥 プレーナー仕上げ
 - c. 接着
 - d. プレーナー仕上げ
- 脚部 エポキシ接着剤塗布
床板 CCA 加圧注入
上部 ペンタキユアMB加圧注入、OSMOカラー 1回塗り

調査 1992.10.1

①外観検査

手すり柱 割れ発生、製材品に近い割れ有り
桁 側面に割れ発生
6本の内
3ヶ所 巾1mm×2m 深さ3mm程度
下部、内側割れ発生なし
脚部金物後ろ側モルタルにて仕上げ、道路面と一体になって、
水に濡れている。(架橋後、道路整備による)



材幅 200 → 脚部 210-209mmに変化
200 → 脚部より 100mm離れた所 205mm
常に湿っており、材膨張によりワッシャーが材にめり込んでいる。

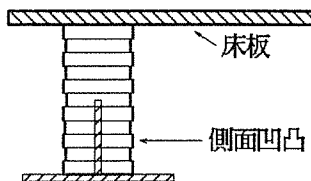
②腐れ検査

キリにて測定 基準深さ 4-5mm

上部集成材 4-5mm、腐れは見られない
但し、土、落葉等の溜まっている所は、7-8mm
腐れなし
内部にホゾ、ダボ等有るので継続調査が必要。

床板 土、落葉の有る部分についても 2-3mm
腐れなし
CCA 注入後、乾燥により収縮し、隙間が出来る計算であったが
現実には、土等にて両対岸部は隙間なし。

主桁 両端脚部金物部 7-8mm
腐れは見られない。



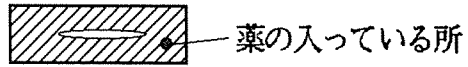
結果考察

注入効果は脚部に見られる様に湿潤状態にても腐れが発生せず、有効とは思われるが、今回注入したペンタキユアが無色の為、薬剤がどこまで入っているか確認が困難である。

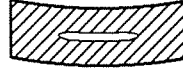
例) CCA 注入の場合

樹種 米楯 薬剤注入可能分類、やや良好。

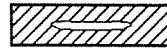
① 乾燥後注入



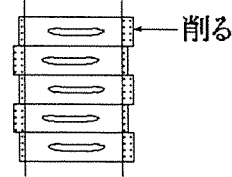
② 乾燥



③ プレーナー仕上げ



④ 接着



⑤ 削る

上記の様に注入部を削り取り、有効部が少なくなる。

- ・ CCA の場合は上記部が色にて確認できたが、無色の場合確認できない。薬剤が入りやすい米楯を使用した^注が、米楯には F i r が混入するので、樹種の確認に注意が必要。
注 注入しにくい
- ・ 薬剤注入後の接着は、一般の約 60 ~ 70 % の接着力となる恐れがあるので、スパン大、荷重大のケースでは十分な接着力試験が必要である。

7. 素材および丸太を用いた木橋での注意事項

7. 1 設計諸元

木橋の設計には次の諸元に基ずくこととする

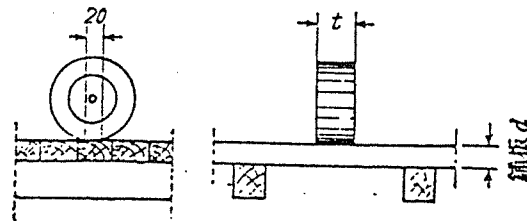
ア. 木材の単位重量

木材の単位重量は樹種等によりかなりの差異はあるが、死荷重の算出に使用する木材は、釘、ボルト、栓等を含めて 800 kg/m^3 を標準とする。

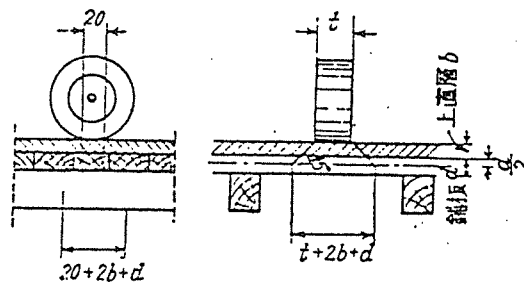
イ. 活荷重負載の方法

自動車道の橋床を木床版とする場合の活荷重の分布は図に示すところによる。(寸法の単位 cm)

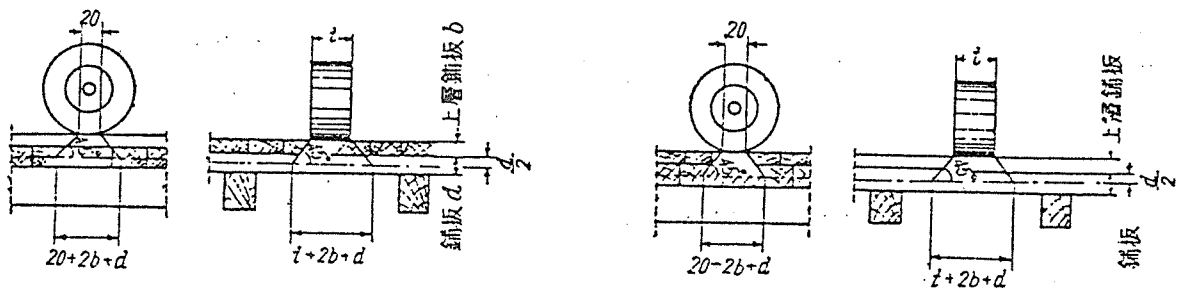
- ・敷板が1枚の厚板で上置層が無い場合



- ・敷板が1枚の厚板で上置層が有る場合



- ・2重敷板とする場合



ウ. 曲げ剛さ

単桁橋では支間の $1/300$ 以下、構桁橋では $1/400$ 以下を標準とする。

エ. 部材の寸法

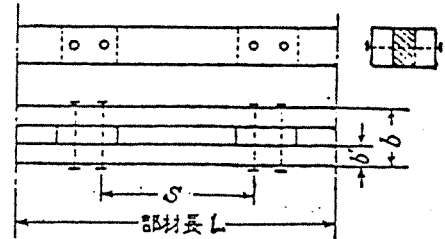
構の部材片には100 cm²未満の断面又は10 cm未満の幅又は厚を用いてはならない。但し敷板、填材等はこの限りでない。

オ. 純断面積

引張材の純断面積の算出には総断面積から切欠き、ボルト孔、栓等によって失われる断面積を控除すること。

カ. 組み合せ圧縮材

組み合せ圧縮材の各材片は中間片を使用して相互に連結するものとし、隣接する中間片に使用するボルト間距離は1 m以下とする。



また、中間片相互間における各材片の $\frac{S}{b}$ は、部材の $\frac{L}{b} \times \frac{3}{4}$ よりも小さくすること。

キ. 部材の添付及び連結

主要部材の添接又は連結には、材片相互による応力の伝達を図り、かつ直径16 mm以上のボルトで互に締結すること。

ク. ボルト及びナット

ボルト及びナットはJIS規格によることを標準とする。

ケ. 座鉄

木材とボルト頭又はナットの間には四角形又は円形の座鉄を使用する。座鉄の側辺長又は直径はボルト径の3.5倍以上とし、その厚は直径の1/3以上とする。

コ. 敷板は単桁と仮定し、支間は純径間に10 cmを加算すること。

7. 2 構造

ア. 主桁の間隔

木橋は敷板を主桁に直角に張って橋床とするのが一般的であり、敷板の強度を考えると主桁間隔は0.7～1.2 mであり、過去の6 ton 車時代は約0.9 m間隔が多く用いられた。

最近の9 ton 車を対象にすると桁の受ける曲げモーメントが著しく大きくなるため0.6～0.8 m間隔で多数の桁を並べることになる。

イ. 主桁の断面

主桁には角材又は大鼓落しにした丸太を用いることが多いが、いずれも容易に入手できる程度の大きさの断面とすることが必要である。

参考に9 ton 車で幅員4.0 mの場合の所要断面を示すと大略次表のようになる。(針葉樹)

支間 m	有効 巾員 m	桁数 本	丸太桁 径φ cm	角 桁	
				巾 cm	高 cm
3.0	4.0	7	30	20	28
	3.6	6	32	22	28
4.0	"	7	32	22	30
		6	34	22	32
5.0	"	7	36	24	32
		6	36	24	34
6.0	"	7	38	26	34
		6	38	26	36
7.0	"	7	40	28	36
		6	42	28	40

※ 敷板厚 9 cm 縦板厚 6 cm

桁の断面は、その断面係数（Z）が大きければ曲げモーメントに対して強く、2次モーメント（I）が大きければ撓みが少ない。

従って、一定の直径の丸太から角材の桁を木取りする場合に、その断面矩形の幅 b と高さ h の割合は

- ・ Z を最大にする条件からは

$$b : h = 1 : \sqrt{2}$$

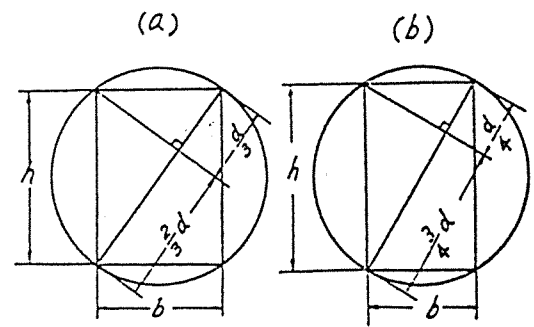
- ・ I を最大にする条件からは

$$b : h = 1 : \sqrt{3}$$

となる

図に、この木取りを示すと（a）は曲げ強度の最大の寸法、（b）は曲げ剛さの最大（撓みの最小）の寸法である。

従って比較的短い桁には（a）を、比較的長い桁には（b）を用いると実用上都合が良いことになる。



図・最強の桁と最剛の木取り

ウ. 木床版（敷板）

敷板には複雑な応力や摩耗，損傷，劣化等の作用が加わることおよび材料にある程度の欠点の存在はまぬがれないこと等の理由から，設計荷重による床版としての計算応力度による必要な断面より充分な余裕を持たせることが必要である。なお，応力度の計算では特に剪断抵抗を検討することが大切である。

敷板は，一般に幅15～30cm，厚7.5～12cmで輪荷重によって厚さを決める。幅は24cm程度に選び，その幅に不同があっても荷重は車輪によって分配されるから強度上は支障がない。

敷板1枚張りは強度の点よりも耐久性から重交通には耐えられないから通行量の多い場合は二重張りとする。

二重張りのときは耐摩耗層として上層板5～8cmを敷く。このとき下層板は乾燥させるため等の目的で2～3cmの間隔で，すき間をあけるとよい。

また床版を保護し，荷重分配を良くするためには輪荷重が加わる位置に上層板として50～60cmに縦敷板を張る方法が一般的に用いられる。

エ. 桁の継手

橋脚上での桁の継手には，いろいろの方法がある。最も簡単なものは枕梁の上で桁を相欠きにして上下からボルトで締めるもの（図-a）と，枕梁の上に隣接径間の桁を並列して左右からボルトで締めるもの（図-b）である。（b）は耳桁には不適である。

一般的には桁と枕梁の間に副桁（台持木）を置く方法（図-c）がよく用いられる。副桁には桁とほぼ同じ幅で高さは桁の0.8～1.0倍程度の材を用いるが副桁は片持梁と考えて断面の検討をするとよい。

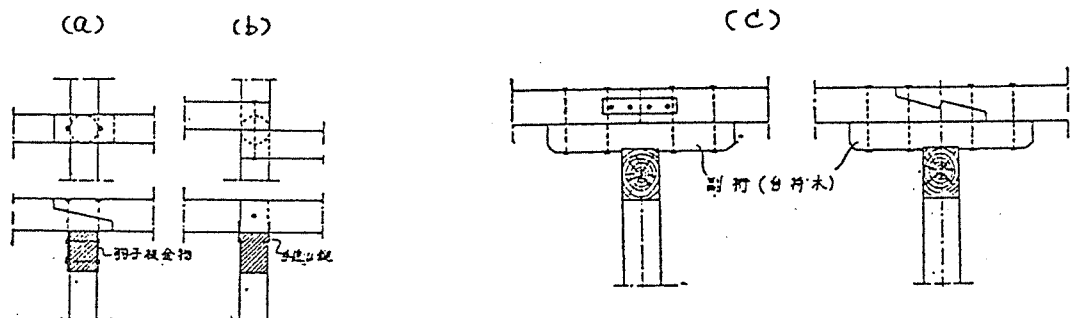
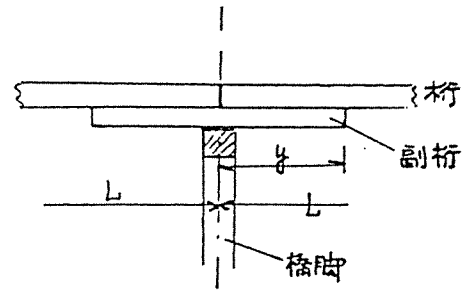


図. 桁の継手

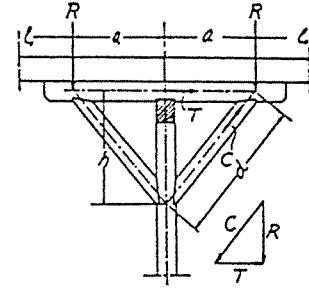
副桁の長さは図の y は桁スパン L に対して $0.1L$ 程度が普通である。

橋脚と橋脚との間隔を大きくとってスパンを長くするためには副桁を長くすればよいことになるが、荷重が大きいたくには桁と副桁との結合部が弛みがちになり、副桁の撓みも大きく、不安定になる。このときには橋脚と副桁との間に斜めに方杖を入れるとよい。

方杖を入れたときは図に示すような三角形トラスを構成するものとして考える。結合部は特に丁寧に作る注意が大切である。



図一 副 桁



図一 方 杖

オ. 高 欄

従来わが国の木橋には親柱・袖柱・高欄などの工作には慣習上の型があるが、必要以上の加工は避けた方がよく、木橋では丸太等を用いて素朴に仕上げる方が風致上も適して良いものができる。

カ. 橋台と支承

短スパンの木橋の支承は土台木を用いてアンカーボルトで固定する。

土台木は 20 cm 程度の角材又は大鼓落し丸太材であるが、この部分は最も腐れ易い所であるから、できるだけ耐久性に富む材質を選ぶことが大切である。

橋台面には雨水が滞留しないよう必ず勾配を付けること。

キ. その他

木橋では乾燥状態を維持させることが大切である。雨水排水のために一車線の橋に横断勾配を付けることは製作上手間がかかるから、橋は $2 \sim 3\%$ の縦断勾配があった方がよい。

8. 木橋設計・施工例

8. 1 集成材単純桁林道橋の設計例

§ 1 設計条件

橋の形式：集成木材単純桁橋

橋の等級：2等橋（T-14）

橋長：6.0 m

支間：5.6 m

幅員：4.0 m

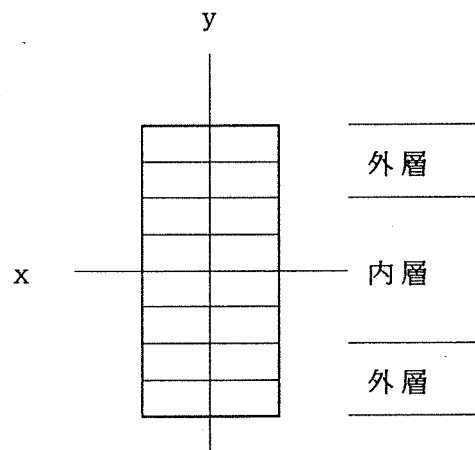
基本許容応力度：木構造計算基準・同解説による

表-1 基本許容応力度 : kgf/cm²

	曲げ		圧縮		引張	せん断		ヤング係数		せん断弾性係数
	f_{bx}	f_{by}	f_c	$f_{c\perp}$	f_t	f_{vx}	f_{vy}	E_x	E_y	G
すぎ集成材 B2類1級	115	95	80	20	75	9	8.0	80	75	$5 = E_y / 15$
								$\times 10^3$		

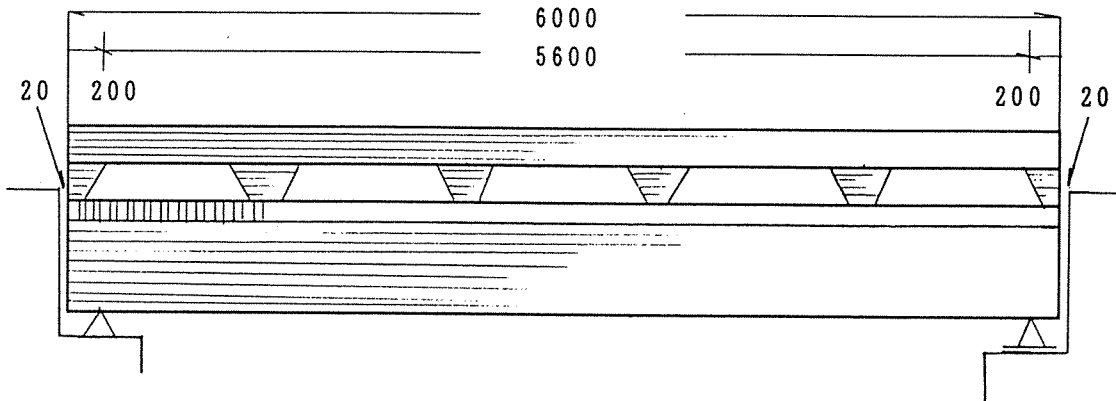
適用示方書：1) 道路橋示方書・同解説(平成2年)
 2) 木道路橋設計示方書案(昭和15年)
 3) 木構造計算基準・同解説(1988)
 4) AASHTO(1983)
 5) 構造用大断面集成材の日本農林規格(昭和62年)

参考書：6) Timber Construction Manual, AITC(1985)
 7) 近代木橋設計法に関する日米ワークショップテキスト(1990)
 8) 橋梁工学、橋善雄・中井博著、共立出版(1990)
 9) 合成桁の理論と計算、島田静雄・熊沢周明著、山海堂(昭和48年)
 10) 道路橋の横分配実用計算法、前編、高島春生、現代社(昭和39年)

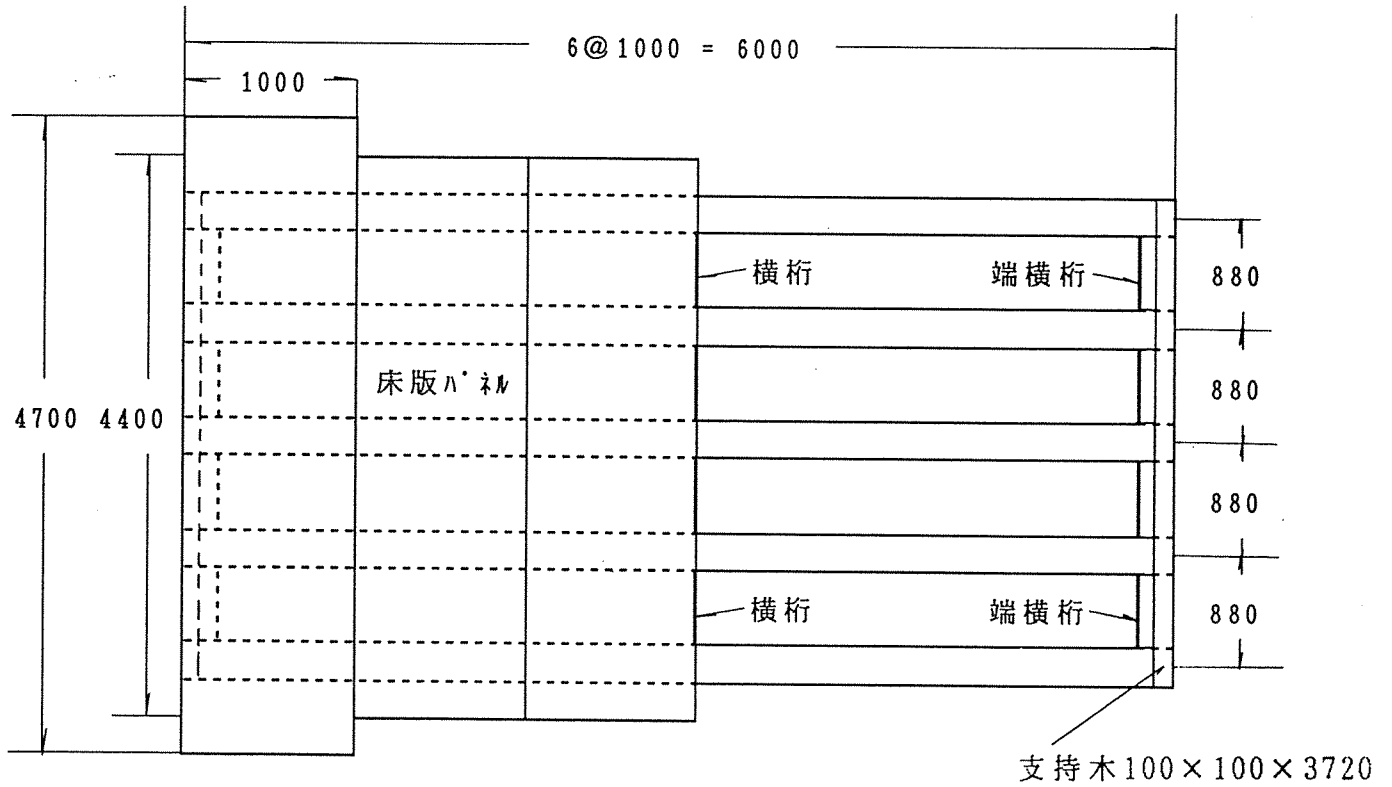


集成木材梁の構成

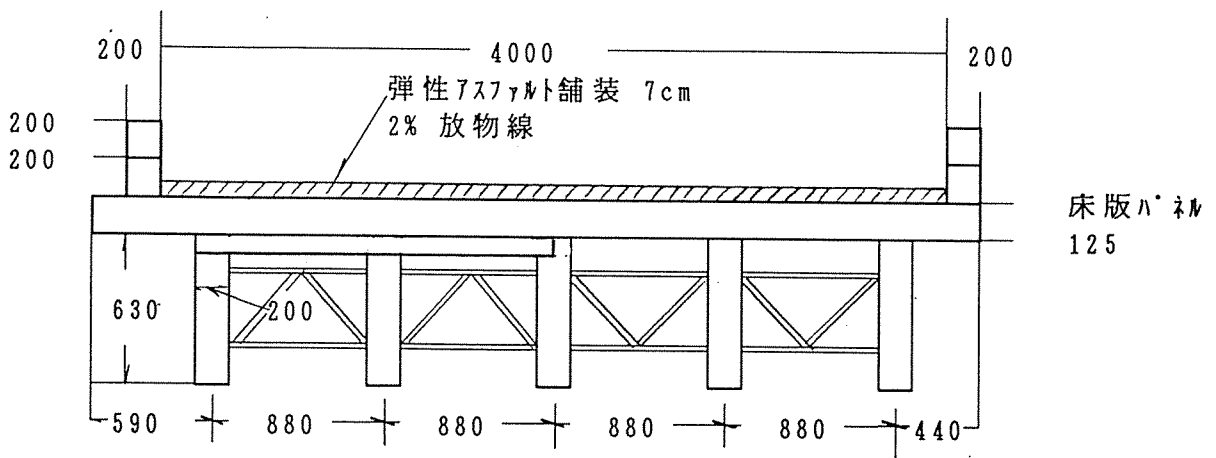
側面図



平面図



断面図



§ 3 分配係数

表-2 参照。曲げ格子剛度 $z = 1.5$ と仮定。横桁 1 本に対して $j = 1$ 。

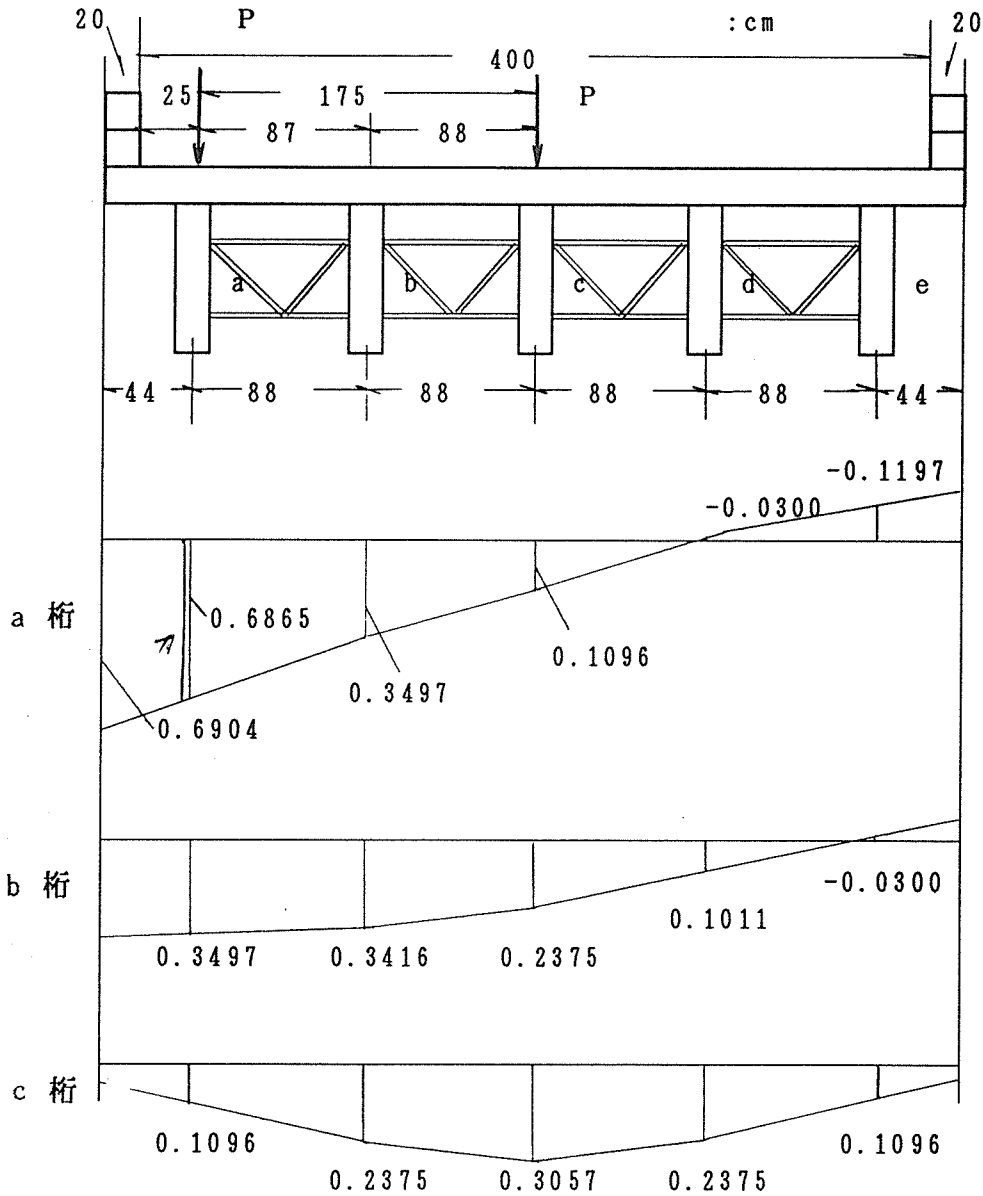


図-1 荷重分配係数⁸⁾

表-2 5本主げたの荷重分配係数

符号正	分母 N_1	分母 N_2	符号負
$K_{aa} - 1 = [-2 - 3Z]$		$\pm [-1] = K_{ac}$	
$K_{ab} = [+5 + 2Z] j$		$\pm [+2j] = K_{ad}$	
$K_{ac} = [-6 + 2Z] j$		± 0	
$K_{bb} - 1 = [-16j - (2j + 1)Z]$		$\pm [-4j] = K_{bd}$	
$K_{bc} = [+22j + 2Z]$		± 0	
$K_{cc} - 1 = [-32j - (4j + 4)Z]$		± 0	

分母 $N_1 = 14j/Z + (64j + 4) + (4j + 6)Z$
 $N_2 = 8j/Z + (8j + 2)$

$K_{ba} = K_{ac} / j$
 $K_{bc} = K_{ad} / j$
 $K_{ca} = K_{ac} / j$
 $K_{cb} = K_{bc}$
 $K_{cd} = K_{cb}$
 $K_{ce} = K_{ca}$

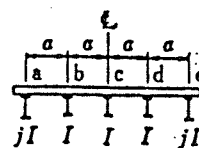


図-1のように2個の輪荷重が支間中央（横桁上）にあるとき、外桁 a の反力は

$$R = (0.6865 + 0.1096)P = 0.7961P \doteq 0.80P$$

内桁 b, c ではこの値より小さいので、分配係数として0.80を採用する。

§ 4 主桁の設計

(1) 曲げモーメント

死荷重および雪荷重に対しては荷重分配は考えない。各主桁に均等に配分する。死荷重および雪荷重に対し

弾性アスファルト舗装	0.07 × 0.88 × 2,300	= 142	
床版	0.125 × 0.88 × 800	= 88	
主桁	0.20 × 0.63 × 800	= 101	
縁石	0.20 × 0.40 × 800 × 2/5	= 26	
雪荷重	0.88 × 100	= 88	
		$w_d = 445 \text{ kgf/m}$	

$$M_d = \frac{w_d \cdot L^2}{8} = \frac{445 \times 5.6^2}{8} = 1,744 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

活荷重に対し、D.F.（分配係数）= 0.80 および衝撃係数 $i = 0.25^2$ ）を採用する。

$$M_{l+i} = \frac{P(1+i)L \cdot D.F.}{4} = \frac{5,600 \times 1.25 \times 5.6 \times 0.80}{4} = 7,840 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

合計曲げモーメントは

$$M = M_d + M_{l+i} = 1,744 + 7,840 = 9,584 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

許容応力度に対する寸法係数^{3) 4) 5) 6)}は

$$C_D = \left(\frac{30}{63} \right)^{1/9} = 0.92$$

主桁上部は床版で相互に固定されているので、横安定係数は $C_s = 1$ とする⁶⁾。よって修正許容曲げ応力度は

$$f_{bx}' = C_D \cdot f_{bx} = 0.92 \times 115 = 106 \text{ kgf/cm}^2$$

断面係数と実応力度は

$$W = \frac{bh^2}{6} = \frac{20 \times 63^2}{6} = 13,230 \text{ cm}^3$$

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{9,584 \times 100}{13,230} = 72 \text{ kgf/cm}^2 < f_{bx}' = 106 \text{ kgf/cm}^2$$

(2) せん断

支点から桁高 $h = 63 \text{ cm}$ の位置で照査する⁶⁾。死荷重および雪荷重に対して支点から $h = 63 \text{ cm}$ 上の荷重は無視される^{4) 6) 7)}。

$$V_d = w_d \left(\frac{L}{2} - h \right) = 445 \left(\frac{5.6}{2} - 0.63 \right) = 966 \text{ kgf}$$

図-2に示すように後輪の位置は支間中央ではなく支点側に近^フいので、せん断に対しては活荷重の荷重分配は考えない⁹⁾。慣用法（てこ法則）による。

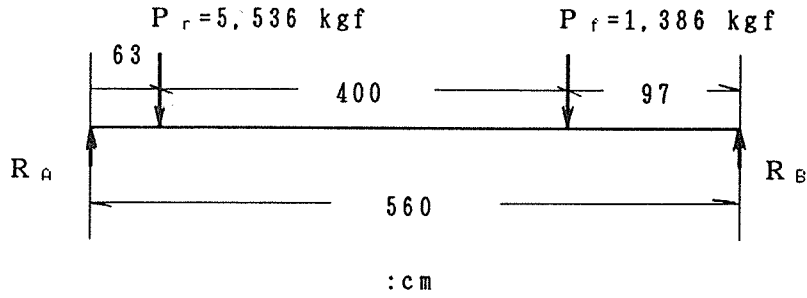


図-2 せん断力の照査位置

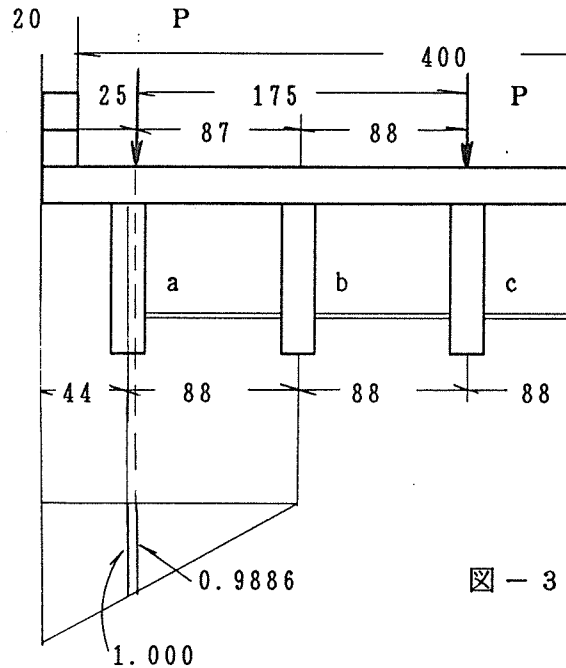


図-3 桁 a の反力影響線 (てこ法則)

図-3 より後輪および前輪荷重にたいして主桁 a の負担力は

$$P_r = 5,600 \times 0.9886 = 5,536 \text{ kgf}$$

$$P_f = 1,400 \times 0.9886 = 1,384 \text{ kgf}$$

図-2 よりけた高 $h=63\text{cm}$ でのせん断力は衝撃係数を考慮して

$$V_{1+i} = R_A(1+i) = \frac{1}{560} (5,536 \times 497 + 1,384 \times 97) \times 1.25 = 6,441 \text{ kgf}$$

合計せん断力は

$$V = V_d + V_{1+i} = 966 + 6,441 = 7,407 \text{ kgf}$$

せん断応力に対しては寸法係数は考慮しない^{2) 4) 6)}。

$$\tau = \frac{3V}{2A} = \frac{3 \times 7,407}{2 \times 20 \times 63} = 8.8 \text{ kgf/cm}^2 < f_{vx} = 9 \text{ kgf/cm}^2$$

§ 5 床版の設計

(1) 許容応力度

床版厚を $d=12.5\text{cm}$ とすると寸法係数は $C_p > 1$ となるが、農林規格⁵⁾を採用して $C_p = 1$ とする。湿潤係数は曲げ応力に対して $C_m = 0.8$ 、せん断応力に対して $C_m = 0.875$ (いずれも AASHTO 13.2.2)を採用する。以上より修正許容応力度は

$$f_{by}' = C_d \cdot C_m \cdot f_{by} = 1 \times 0.8 \times 95 = 76 \text{ kgf/cm}^2$$

$$f_{vy}' = C_d \cdot C_m \cdot f_{vy} = 1 \times 0.875 \times 8 = 7 \text{ kgf/cm}^2$$

(2) 支間

(純支間 + 桁幅 / 2) と (純支間 + 床版厚) のうち小さい値を支間とする (AASHTO 3.25.1.2)。

$$l = 88 - 20 + \frac{20}{2} = 78 \text{ cm}$$

$$l = 88 - 20 + 12.5 = 80.5 \text{ cm}$$

よって $l = 78 \text{ cm}$ を支間とする。床版パネル幅は $B = 100 \text{ cm}$ とする。

(3) 輪荷重の分布幅

木道路橋設計示方書案第13条を適用する。図-4に示すとうり。

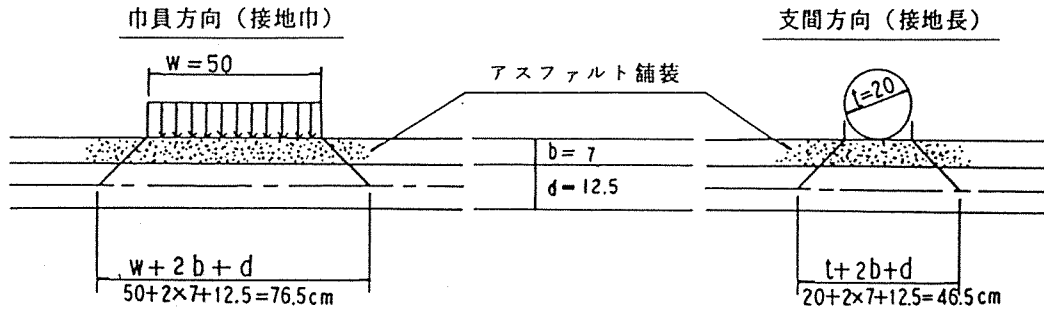


図-4 輪荷重の分布幅

以上より床版は断面が桁高 $h = 12.5 \text{ cm}$ 、桁幅 $b = 46.5 \text{ cm}$ の連続梁として扱われる。

(4) 曲げモーメント

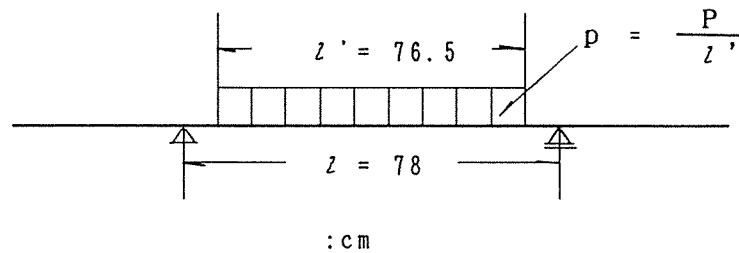


図-5 床版の輪荷重

$$M_{1+i} = P(1+i) \cdot \left(\frac{l}{4} - \frac{l'}{8} \right) = 5,600 \times 1.25 \left(\frac{78}{4} - \frac{76.5}{8} \right) = 69,300 \text{ kgf}\cdot\text{cm}$$

(死荷重 + 雪荷重) は

$$w_d = (0.07 \times 2,300 + 0.125 \times 800 + 100) \times 0.465 = 168 \text{ kgf/m}$$

$$M_d = \frac{w_d \cdot l^2}{8} = \frac{168 \times 0.78^2 \times 100}{8} = 1,278 \text{ kgf}\cdot\text{cm}$$

合計曲げモーメントは連続版であることを考慮して (AASHTO 3.25.3)

$$M = M_d + M_{1+i} = (69,300 + 1,278) \times 0.8 = 56,462 \text{ kgf}\cdot\text{cm}$$

断面係数と実応力度は

$$W = \frac{bh^2}{6} = \frac{46.5 \times 12.5^2}{6} = 1,211 \text{ cm}^3$$

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{56,462}{1,211} = 47 \text{ kgf/cm}^2 < f_{by}' = 76 \text{ kgf/cm}^2$$

(5) せん断

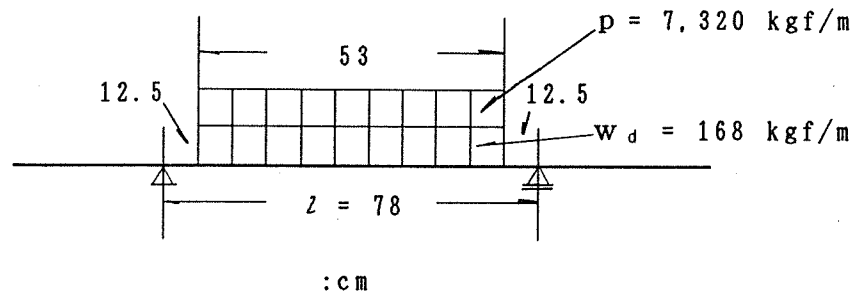


図-6 せん断の照査のための荷重

図-6 に示すように床版支点から桁高 h (床版厚) の位置で照査する。支点から $h=12.5\text{cm}$ 上の荷重は無視される。活荷重強度 p は

$$p = \frac{P}{l'} = \frac{5,600}{0.765} = 7,320 \text{ kgf/m}$$

$$V_d = w_d \left(\frac{l}{2} - h \right) = 168 \left(\frac{0.78}{2} - 0.125 \right) = 45 \text{ kgf}$$

$$V_{1+i} = p(1+i) \left(\frac{l}{2} - h \right) = 7,320 \times 1.25 \left(\frac{0.78}{2} - 0.125 \right) = 2,425 \text{ kgf}$$

合計せん断力は

$$V = V_d + V_{1+i} = 45 + 2,425 = 2,470 \text{ kgf}$$

$$\tau = \frac{3V}{2A} = \frac{3 \times 2,470}{2 \times 12.5 \times 46.5} = 6.4 \text{ kgf/cm}^2 < f_{vy}' = 7 \text{ kgf/cm}^2$$

§6 ラグスクリューの設計

(1) 端モーメント

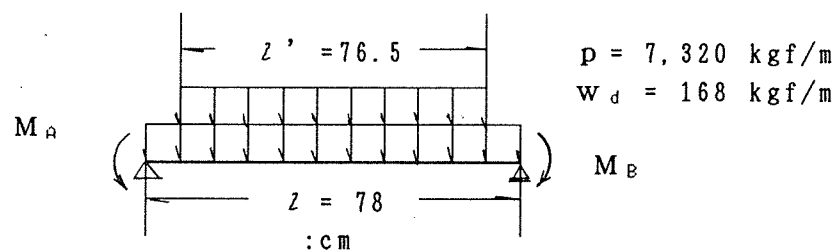


図-7 床版の荷重

図-7 に床版に作用する荷重を示す。 p と w_d は図-6 と同じである。 $l' \div l$ と近似できるから衝撃を含めた等分布荷重強度は

$$q = p(1+i) + w_d = 7,320 \times 1.25 + 168 = 9,318 \text{ kgf/m}$$

連続版効果による支点の端モーメントを図のように M_A とすると支間中央の曲げモーメン

トは

$$M_{1/2} = \frac{q l^2}{8} \times 0.8 = \frac{q l^2}{8} - M_A$$

ここに 0.8 は連続版に対する係数である。これより端モーメントは

$$M_A = \frac{q l^2}{8} \times 0.2 = \frac{9,318 \times 0.78^2}{8} \times 0.2 = 142 \text{ kgf}\cdot\text{m}$$

(2) 床版の有効幅

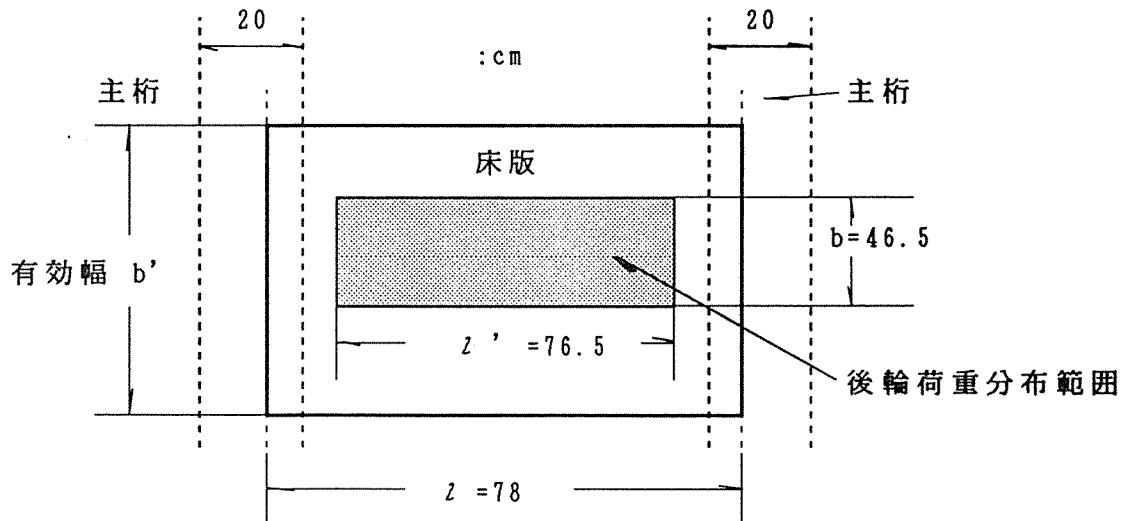


図-8 床版の有効幅

床版パネルは雇実によって連結されており、橋軸方向に連続性を持っている。よって床版は支間 $l = 78 \text{ cm}$ の細長板と見なし得る。図-8において後輪荷重に対する有効幅 b' は $b/l = 46.5/78 = 0.6$ に対して

$$\frac{b'}{l} = 1.4 \quad (\text{単純板}), \quad \frac{b'}{l} = 0.96 \quad (\text{固定板})$$

支承線は今の場合弾性支持と見なせるから、これらの平均値 $(1.4 + 0.96)/2 = 1.2$ を採用して

$$b' = 1.2 \times l = 1.2 \times 78 = 94 \text{ cm}$$

(3) ラグスクリュウの引抜耐力

図-9に示すようにラグスクリュウを配置する。後輪荷重に対して1有効幅当りのラグスクリュウの引抜き力を F , F' とすると、今の場合内側のラグスクリュウは丁度支点位置にある ($l = \text{純支間} 68 + \text{桁幅} 20/2 = \text{純支間} 68 + \text{ラグスクリュウの主桁縁端距離} 5 \times 2 = 78 \text{ cm}$)。内側のラグスクリュウは圧縮力には無抵抗であるから $F' = 0$ である。よって床版は図-10のような梁にモデル化される。結局外側ラグスクリュウのみで端モーメントによる引抜き力に抵抗すると考えられるから

$$M_A = F \times g = 142 \text{ kgf}\cdot\text{m}$$

ここに図-9に示すように、 $g = 10 \text{ cm}$ はラグスクリュウの線間距離である。よって

$$F = M_A / g = 142 / 0.1 = 1,420 \text{ kgf}$$

橋軸方向単位長さ当りの引抜き力は

$$f = \frac{F}{b'} = \frac{1,420}{94} = 15 \text{ kgf/cm}$$

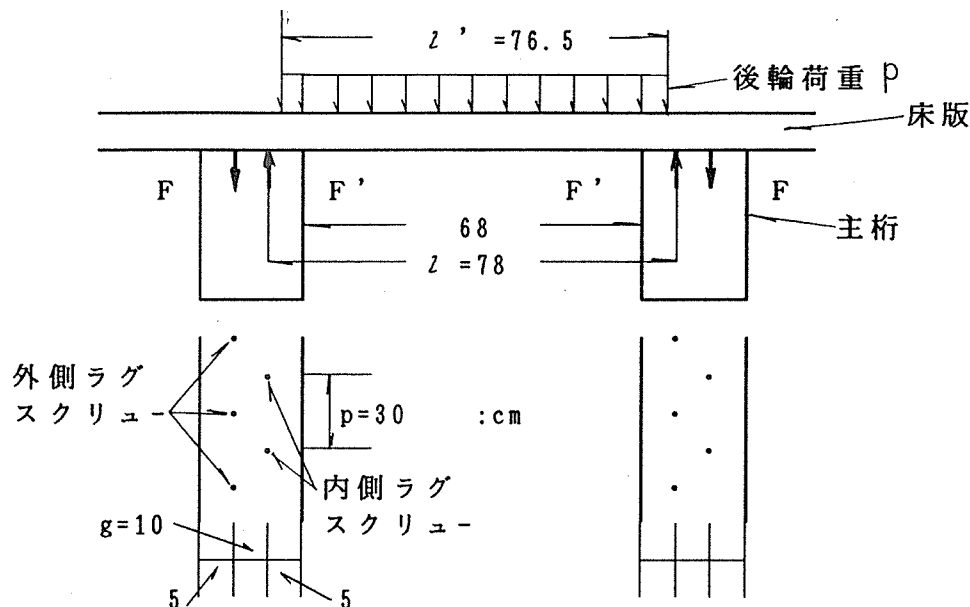


図-9 ラグスクリューの引抜き力

ラグスクリューのピッチは $p = 30 \text{ cm}$ であるから一本当りの引抜き力は

$$T = f \times p = 15 \times 30 = 450 \text{ kgf}$$

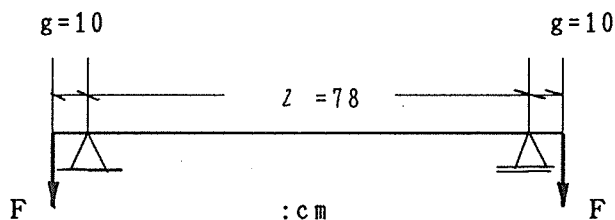


図-10 外側ラグスクリューの引抜き力と床版のモデル化

ラグスクリュー一本当りでネジ部の単位長さ当りの引抜き耐力は³⁾

$$P_w = 120 \rho^{0.8} d / 2 = 120 \times 0.37^{0.8} \times 1.11 / 2 = 30 \text{ kgf/cm}$$

ここで $\rho = 0.37$ は実際に使用したすぎの気乾比重である。ネジ部の長さを $h = 150 \text{ mm}$ とするとラグスクリュー一本当りの引抜き耐力は

$$T' = P_w \cdot h = 30 \times 150 = 450 \text{ kgf} \geq T = 450 \text{ kgf}$$

図-11 にラグスクリューの寸法を示す。

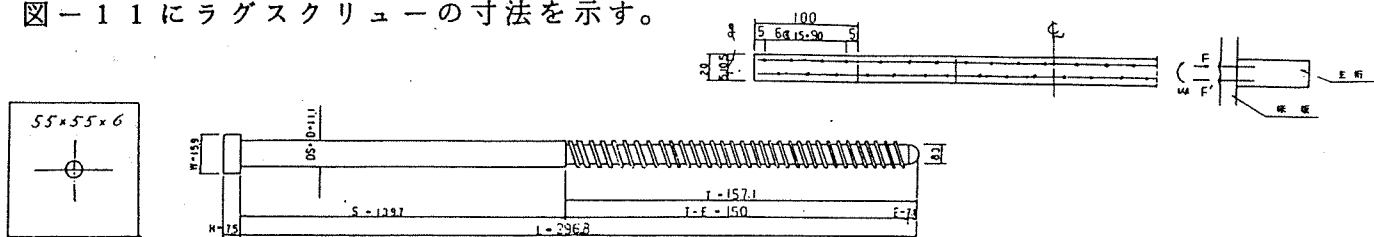


図-11 ラグスクリューと座金

(4) 座金

ラグスクリューの一本当りの引抜き力 $T = 450 \text{ kgf}$ により床版は座金を通して局所的な支圧を受ける。必要な座金面積は

$$A = \frac{T}{0.8 f_{cs}} = \frac{450}{0.8 \times 20} = 28 \text{ cm}^2$$

55×55 mm の角座金を使用すれば

$$A' = 5.5 \times 5.5 = 30.3 \text{ cm}^2 > A = 28 \text{ cm}^2$$

座金の厚さは $t = 6 \text{ mm}$ とする。図-11に示す。

§ 7 横桁の設計

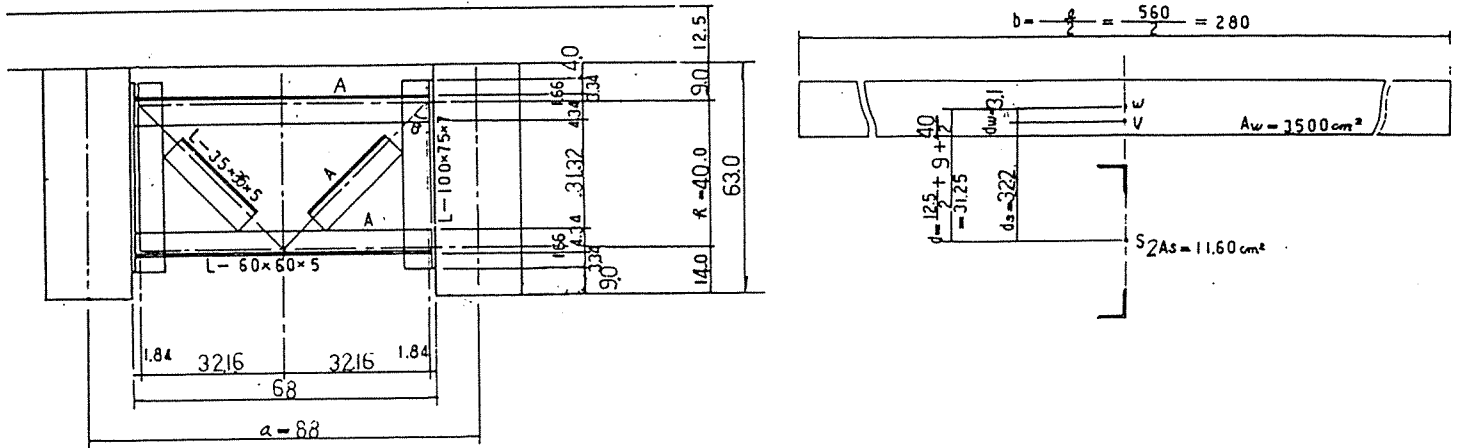


図-12 鋼トラス横桁

図-12に示すように床版と主桁はラグスクリューによって一体となっていると見なせるから、床版と鋼トラスも一体となって合成横桁を形成するものと考え、曲げ剛性を評価する。合成横桁の橋軸回りの鋼換算断面二次モーメントは

$$I_v = I_s + \frac{I_w}{n} + 2A_s \cdot d_s^2 + \frac{A_w \cdot d_w^2}{n} \quad (1)$$

- ここで
- I_s : 鋼トラスの鋼トラス自身の重心軸回りの断面二次モーメント
 - I_w : 床版有効断面の床版有効断面自身の重心軸回りの断面二次モーメント
 - A_s : 鋼トラス上下弦材の断面積
 - A_w : 床版有効断面の断面積
 - d_s : 合成断面の重心から鋼トラス自身の重心までの距離
 - d_w : 合成断面の重心から床版有効断面自身の重心までの距離
 - n : ヤング係数比 ($= E_s / E_v$)

床版の橋軸回りの有効幅は、RC橋に順じ横桁間隔に等しいとすれば

$$b = \frac{L}{2} = \frac{560}{2} = 280 \text{ cm}$$

また式(1)の右辺の諸量は合成桁と類似であり図-12(b)より以下で与えられる。

$$d = \frac{12.5}{2} + 9 + \frac{40}{2} = 35.25 \text{ cm}$$

$$n = \frac{E_s}{E_v} = \frac{2,100,000}{75,000} = 28$$

$$d_s = \frac{A_w d / n}{2A_s + A_w / n} = \frac{3,500 \times 35.25 / 28}{2 \times 5.80 + 3,500 / 28} = 32.2 \text{ cm}$$

$$d_w = d - d_s = 35.3 - 32.2 = 3.1 \text{ cm}$$

$$A_w = 280 \times 12.5 = 3,500 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 5.80 \text{ cm}^2 \text{ (L-60} \times \text{60} \times \text{5 mm)}$$

トラス斜材の角度を θ とすると

$$\sin \theta = \frac{34}{\sqrt{34^2 + 40^2}} = 0.648$$

トラス上下弦材の断面二次モーメントを I_c とおくと

$$I_c = 2A_s \left(\frac{h}{2} \right)^2 = \frac{5.80 \times 40^2}{2} = 4,640 \text{ cm}^4$$

トラス斜材の断面積は $A_d = 3.25 \text{ cm}^2$ (L-35×35×5 mm)であるから式(1)の右辺の表項は¹⁰⁾

$$I_s = \frac{I_c}{1 + \frac{3I_c}{A_d \cdot e^2 \sin \theta}} = \frac{4,640}{1 + \frac{3 \times 4,640}{3.25 \times 68^2 \times 0.648}} = 1,909 \text{ cm}^4$$

床版の断面二次モーメントは

$$I_w = \frac{b d^3}{12} = \frac{280 \times 12.5^3}{12} = 45,573 \text{ cm}^4$$

以上より式(1)の鋼換算断面二次モーメントは

$$\begin{aligned} I_v &= I_s + \frac{I_w}{n} + 2A_s \cdot d_s^2 + \frac{A_w \cdot d_w^2}{n} \\ &= 1,909 + \frac{45,573}{28} + 2 \times 5.80 \times 32.2^2 + \frac{3,500 \times 3.1^2}{28} \\ &= 1,909 + 1,628 + 12,027 + 1,201 = 16,765 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

主桁の断面二次モーメントは

$$I = \frac{b d^3}{12} = \frac{20 \times 63^3}{12} = 416,745 \text{ cm}^4$$

よって実際の曲げ格子剛度は

$$z = \frac{E_s}{E_x} \cdot \frac{I_v}{I} \left(\frac{L}{2a} \right)^3 = 28 \times \frac{16,765}{416,745} \left(\frac{560}{2 \times 88} \right)^3 = 36 > 15$$

すなわち§3で仮定した格子剛度を保持している。

§8 支承の設計

図-13に支点反力を示す。後輪および前輪荷重、 P_r と P_f の値は§4の(2)参照のこと。§4の(1)より雪荷重を含む死荷重は $w_d = 445 \text{ kgf/m}$ であるから死荷重反力は

$$R_d = \frac{w_d L'}{2} = \frac{445 \times 6}{2} = 1,335 \text{ kgf}$$

ここで L' は橋長である。図-13より衝撃を含む活荷重による支点反力は

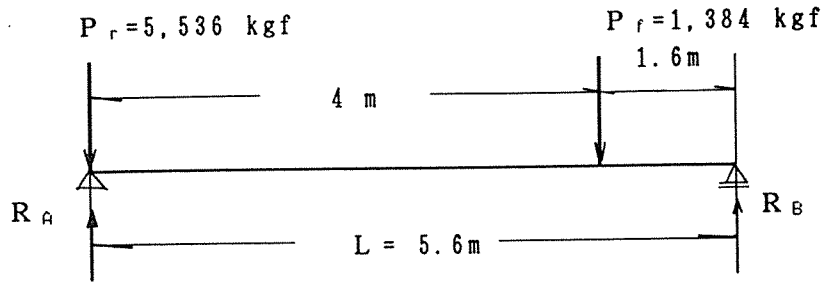


図-13 活荷重による支点反力

$$\begin{aligned}
 R_{1+i} &= R_A(1+i) = \left\{ P_r + P_f \left(1 - \frac{4}{L}\right) \right\} \cdot (1+i) \\
 &= (5,536 + 1,384 \times 0.2857) \times 1.25 \\
 &= 7,414 \text{ kgf}
 \end{aligned}$$

合計支点反力は

$$R = R_d + R_{1+i} = 1,335 + 7,414 = 8,749 \text{ kgf}$$

ゴムシユーの必要支圧面積は

$$A = \frac{R}{f_{c1}} = \frac{8,749}{20} = 437 \text{ cm}^2$$

主桁幅は $b = 20 \text{ cm}$ だから必要長さは

$$d = \frac{A}{b} = \frac{437}{20} = 22 \text{ cm}$$

ゴムシユーの厚さは 30 mm を採用し図-14 に概略を示す。

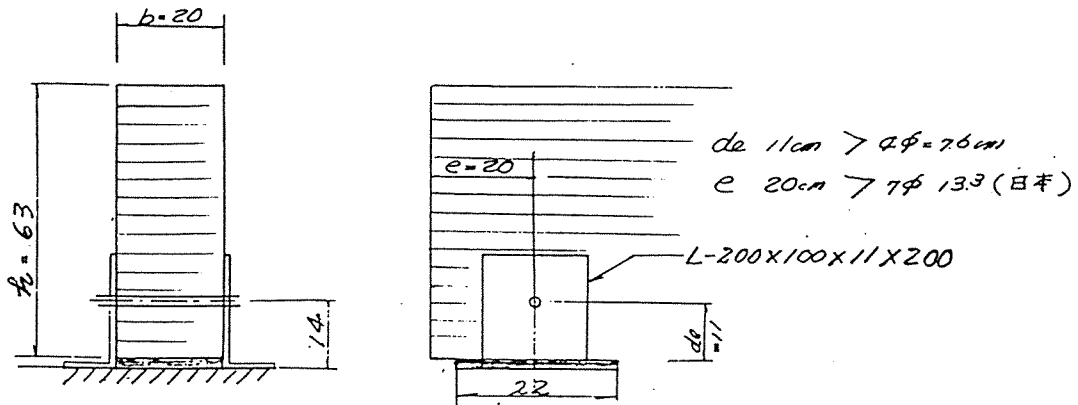


図-14 支承部構造

以上 1992.4.17

8. 2 集成材アーチ道路橋の設計例

(湯ノ又橋の設計)

1. 設計条件

- 橋格 二等橋 TL-14
- 形式 集成材アーチ橋 (ボニーアーチ)
- 支間 $L = 13 \text{ m}$
- 幅員 車道 4 m : 歩道 $1.0 \text{ m} \times 2$

• アーチ材

形状	円弧
ライズ比	$2.2 / 13 = 1 / 5.9$
部材長	$L_a = 13.97 \text{ m}$
半径	10.7 m
中心角	74.8°

• 許容応力度

集成材	: すぎ
圧縮	$f_c = 80 \text{ kg/cm}^2$
引張	$f_t = 115 \text{ kg/cm}^2$
曲げ	$f_b = 115 \text{ kg/cm}^2$

生木	: すぎ
圧縮	$f_c = 60 \text{ kg/cm}^2$
引張	$f_t = 70 \text{ kg/cm}^2$
曲げ	$f_b = 70 \text{ kg/cm}^2$

鋼 SS41: 道路橋示方書・鋼橋編による。

• 弾性係数

$$E_s = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_{//} = 8.0 \times 10^4 \text{ kg/cm}^2$$

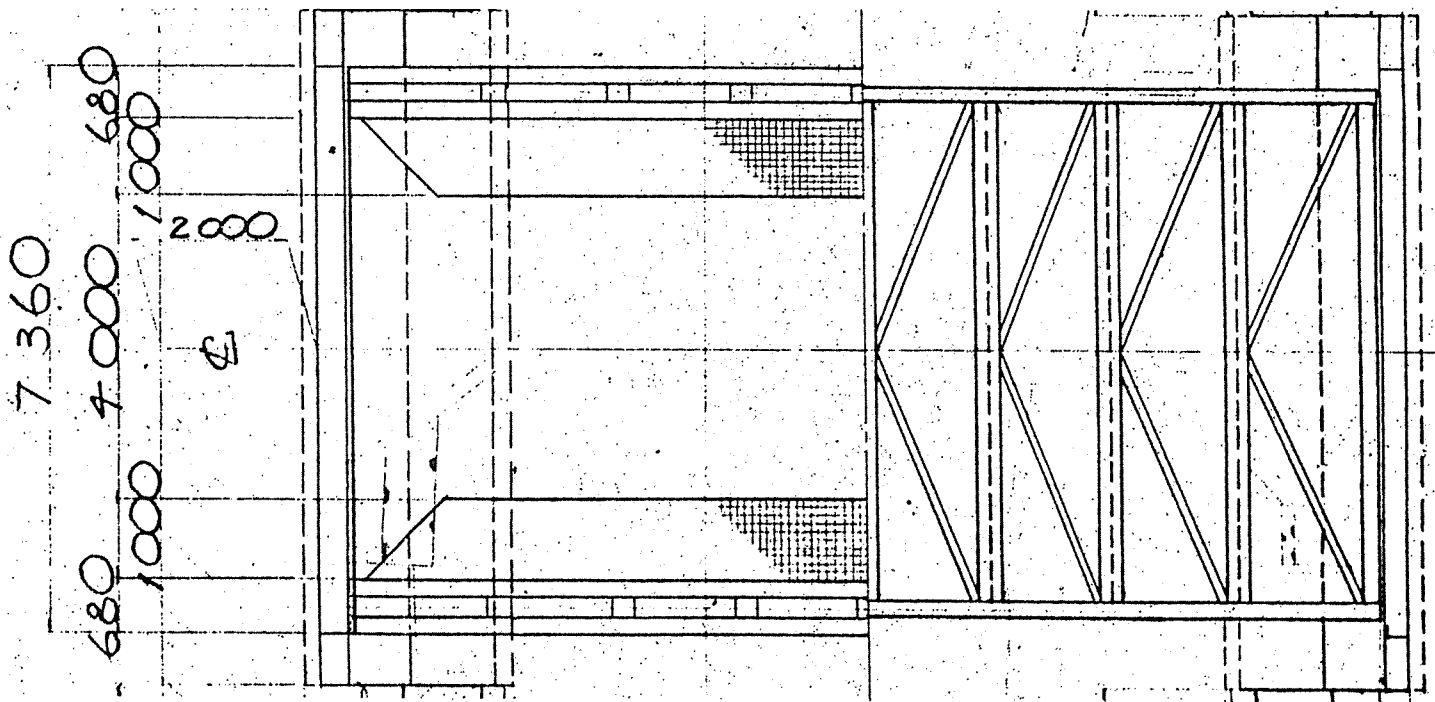
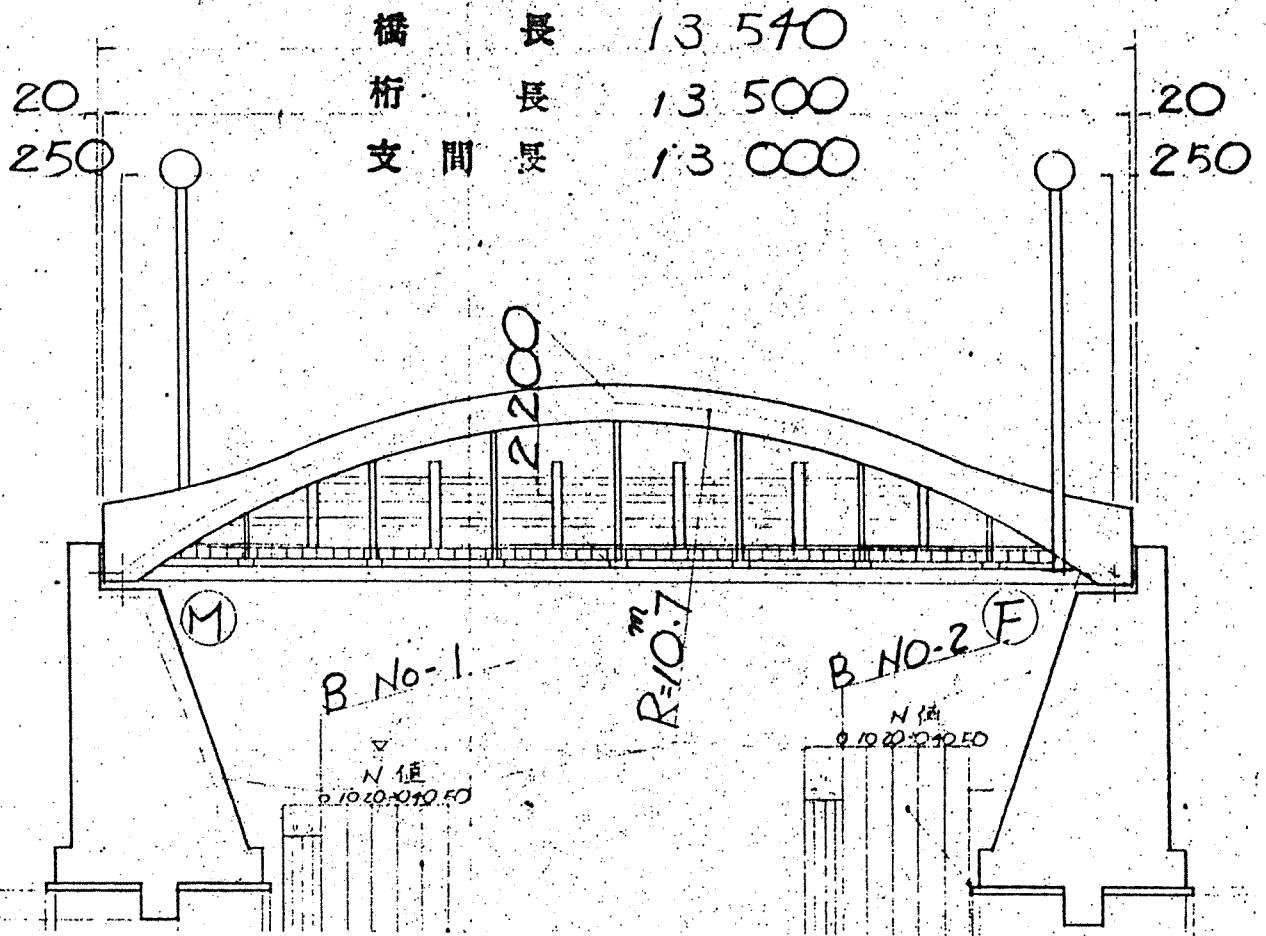
$$E_{\perp} = 7.0 \times 10^4 \text{ kg/cm}^2$$

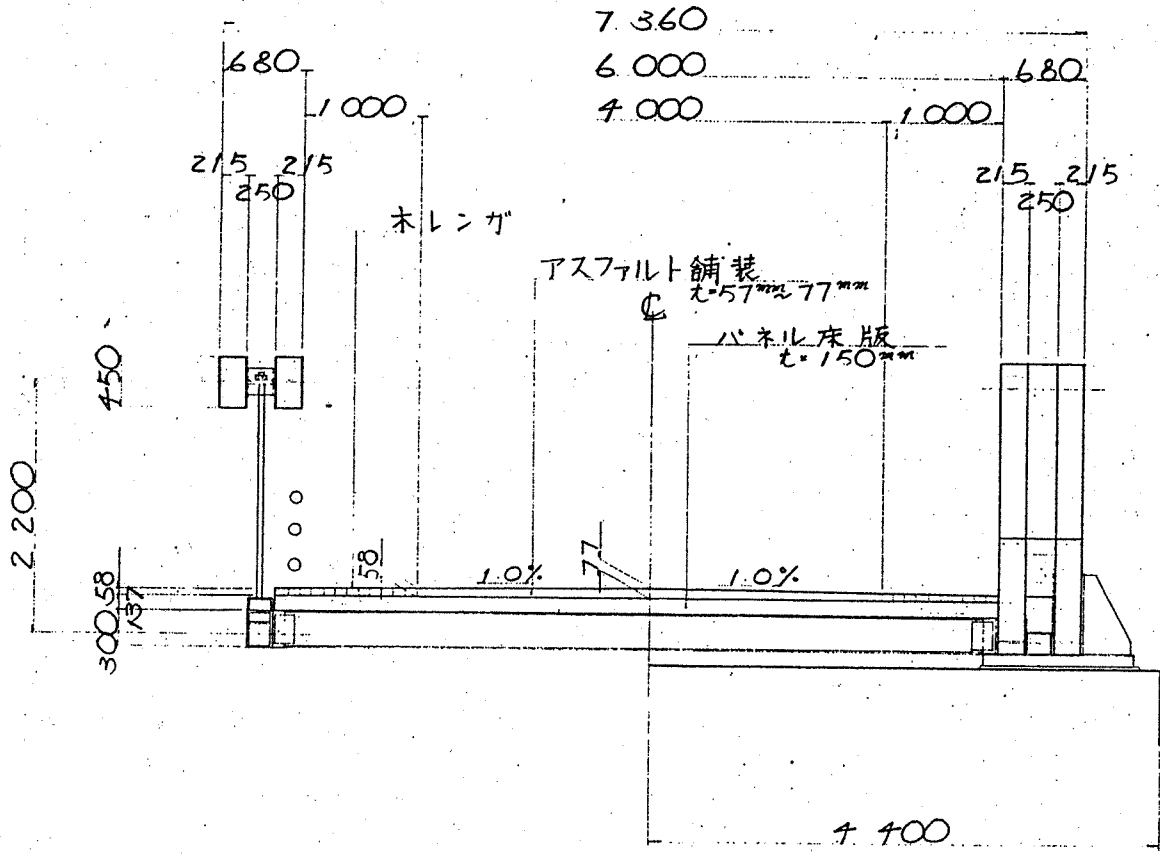
• 密度

$$\text{木材} \quad \rho_w = 800 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{鋼} \quad \rho_s = 7850 \text{ kg/m}^3$$

集成材アーチ橋一般図

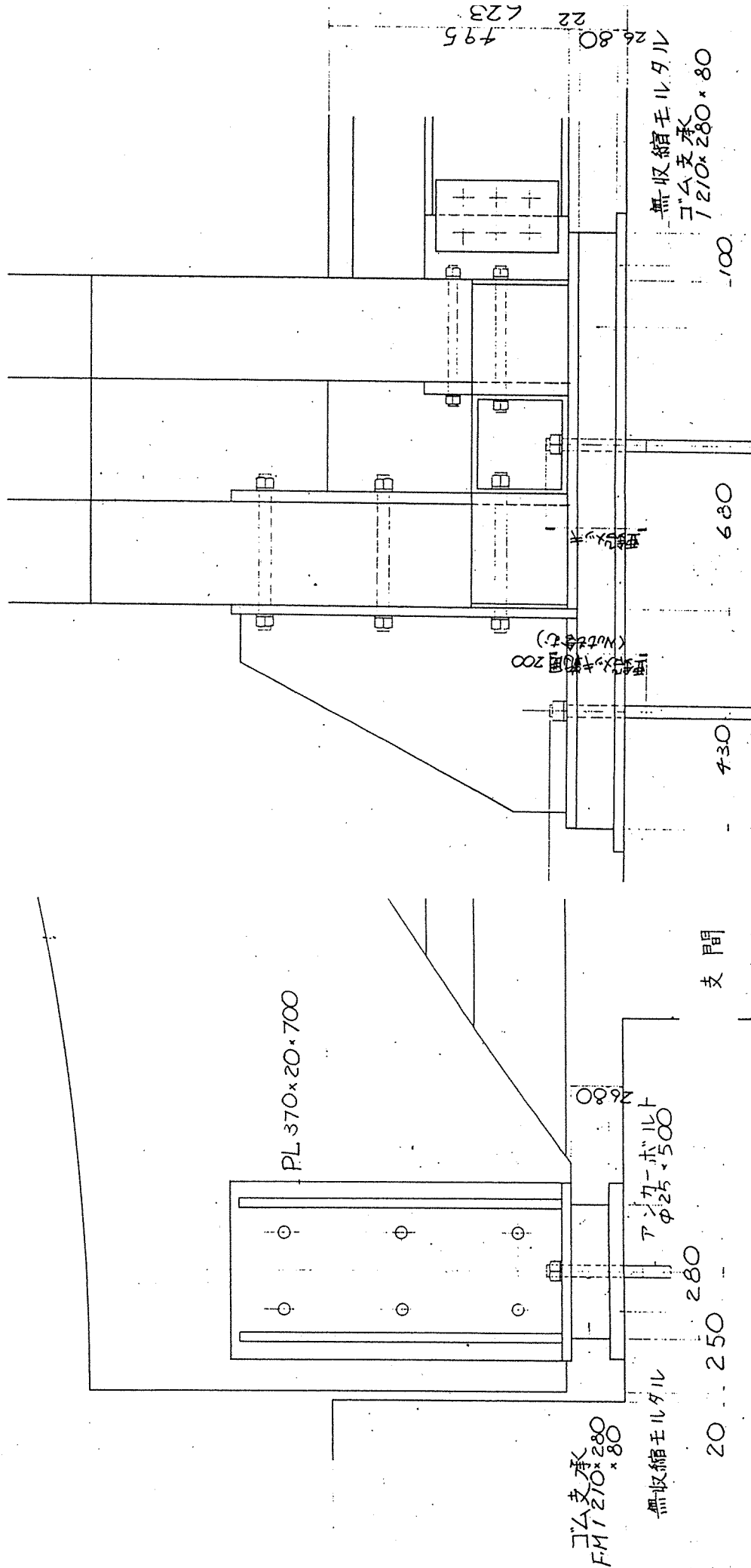




支間中央

支点上

支承部構造



2. 荷重

(1) 死荷重 (主構片側について)

1) 床版 (間伐集成材 : 厚さ $t = 15 \text{ cm}$)

$$W_1 = \rho_w \cdot b \cdot t = 800 \times \frac{6.43}{2} \times 0.15 = 386 \text{ kg/m}$$

2) 木レンガ歩道表層板 (生木 : 厚さ $t = 5 \text{ cm}$)

$$W_2 = \rho_w \cdot b \cdot t = 800 \times (6.43 - 4.00) \times \frac{1}{2} \times 0.05 = 49 \text{ kg/m}$$

アスファルト (平均7cm厚)

$$W_2' = 2300 \times 0.07 \times \frac{4\text{m}}{2} = 322 \text{ kg/m}$$

3) 高欄 (生木又はアルミ製)

$$W_3 = 20 \text{ kg/m} \quad (\text{仮定})$$

4) アーチ材 ($b \times d = 21.5 \times 45 : 2\text{本}$, $b' \times d' = 25 \times 45 : 1\text{本}$)

$$\begin{aligned} W_4 &= \rho_w (2 \cdot b \cdot d + b' \cdot d') \times \frac{L_a}{L} \\ &= 800 \times (2 \times 0.215 \times 0.45 + 0.25 \times 0.45) \times 13.97 \times \frac{1}{13} = 263 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

5) 垂直材 (鋼 $\phi 30 \text{ mm}$)

$$l_1 = 1.038 \times 2$$

$$l_2 = 1.710 \times 2$$

$$l_3 = 2.080 \times 2$$

$$l_4 = 2.200$$

$$\text{全長 } l = 11.854 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} W_5 &= \rho_s \cdot \pi \cdot r^2 \cdot \frac{l}{L} \\ &= 7850 \times 3.14 \times 0.015^2 \times \frac{11.854}{13} = 5 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

6) 下弦材 (BOX 200×200)

$$A = 20 \times 20 - 17.6 \times 18.2 = 79.68 \text{ cm}^2 = 0.007968 \text{ m}^2$$

$$W_6 = \rho_s \cdot A = 7850 \times 0.007968 = 63 \text{ kg/m}$$

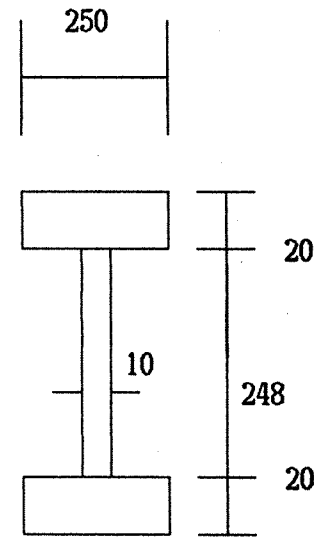
7) 床組

床桁 ($\rho_{s1} = 98 \text{ kg/m}$: 7本)

$$A = 25.0 \times 2.0 \times 2.0 + 24.8 \times 1.0 = 124.8 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{s1} \cdot A = 7850 \times 124.8 \times 10^{-4} = 98.0 \text{ kg/m}$$

$$W' = \rho_{s1} \cdot \frac{1}{L} \cdot n = 98 \times \frac{6.48}{2} \times \frac{1}{13} \times 7 = 171 \text{ kg/m}$$



下横構, ボルト, ガセットプレート, その他を床組重量の 20 % とする。

$$\begin{aligned} W_7 &= W' \times 1.2 \\ &= 171 \times 1.2 = 205 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

上弦載荷 (アーチ材)

$$W_{d1} = W_4 = 263 \text{ kg/m}$$

下弦載荷 (床板、木レンガ歩道表層板、アスファルト、高欄、垂直材、下弦材、床桁)

$$\begin{aligned} W_{d2} &= \sum W_i \text{ (} W_4 \text{ を除く)} \\ &= 386 + 49 + 322 + 20 + 5 + 63 + 205 = 1050 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

全死荷重

$$\begin{aligned} W_d &= W_{d1} + W_{d2} \\ &= 263 + 1050 = 1313 \text{ kg/m} = 13.13 \text{ kg/cm} \end{aligned}$$

(2) 雪荷重

床版上に等分布荷重として 100 kg/m^2 載荷

$$W_s = 100 \times \frac{6.43}{2} = 322 \text{ kg/m}$$

(3) 活荷重

1) L荷重 (L-14 : 二等橋)

$$\text{線荷重 } P = 5000 \times 2.0 \times 0.7 = 7000 \text{ kg}$$

$$\text{等分布荷重 } p = 350 \times 2.0 \times 0.7 = 490 \text{ kg/m}$$

2) 群集荷重

歩道上に等分布荷重として 350 kg/m² 載荷

$$W_p = 350 \times 1.0 = 350 \text{ kg/m}$$

3. アーチ断面の仮定

(1) 修正許容応力度

AITC表3.4による

$$\begin{aligned} F_c'' &= F_c \cdot C_D \cdot C_M \\ &= 80 \times 1.0 \times 0.73 \\ &= 58.4 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F_{bx}'' &= F_b \cdot C_D \cdot C_c \cdot C_M \\ &= 115 \times 1.0 \times 0.99 \times 0.8 \\ &= 91.1 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} E_x' &= E_x \cdot C_M \\ &= 8.0 \times 10^4 \times 0.833 \\ &= 66640 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} E_y' &= E_y \cdot C_M \\ &= 7.0 \times 10^4 \times 0.833 \\ &= 58310 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

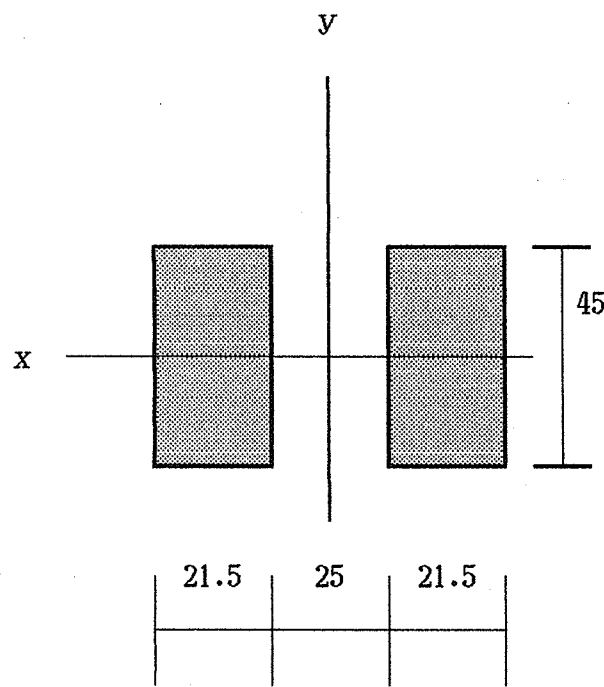


図3.3 アーチ断面

以上において

$$C_c = 1 - 2000 \cdot \left(\frac{t}{R}\right)^2 = 1 - 2000 \times \left(\frac{0.025}{10.7}\right)^2 = 0.989$$

また、上記 C_m は AISC 表 3.4, C_c は式 3-4 より用いた

(2) 断面性能

$$A = 2 \cdot b \cdot h = 2 \times 21.5 \times 45 = 1935 \text{ cm}^2$$

$$I_x = \frac{b \cdot h^3}{12} \times 2 = \frac{21.5 \times 45^3}{12} \times 2 = 326,531 \text{ cm}^4$$

$$W_x = \frac{I_x}{h/2} = \frac{326,531}{22.5} = 14,512 \text{ cm}^3$$

$$I_y = \frac{La^3}{48E_{\parallel}} \left/ \left(\frac{1}{E_{\parallel} A_f} \cdot \frac{La^3}{24e^2} + \frac{1}{E_{\parallel} I_f} \cdot \frac{c^3 n}{96} + \frac{1}{E_{\parallel} I_w} \cdot \frac{\alpha^2 e^3 n}{96} \right. \right.$$

$$\left. \left. + \frac{1}{E_s I_v} \cdot \frac{\alpha^2 e_s^3 n}{192} + \frac{1}{E_s I_h} \cdot \frac{\alpha^2 e_s^2 c_s n}{192} \right) \quad \text{*注)}$$

ここで

$$E_{\parallel} = 80,000 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_s = 2.1 \times 10^6 \quad //$$

$$I_f = 45 \times 21.5^3 / 12 = 37,269 \text{ cm}^4$$

$$A_f = 45 \times 21.5 = 968 \text{ cm}^2$$

$$I_w = 45 \times 112.5^3 / 12 = 5339,355 \text{ cm}^4$$

$$A_w = 45 \times 112.5 = 5,063 \text{ cm}^2$$

$$I_v = 426 \text{ cm}^4$$

$$I_h = 43 \times 1.6^3 / 12 = 14.68 \quad //$$

$$\alpha = c / e = 87.31 / 46.5 = 1.878$$

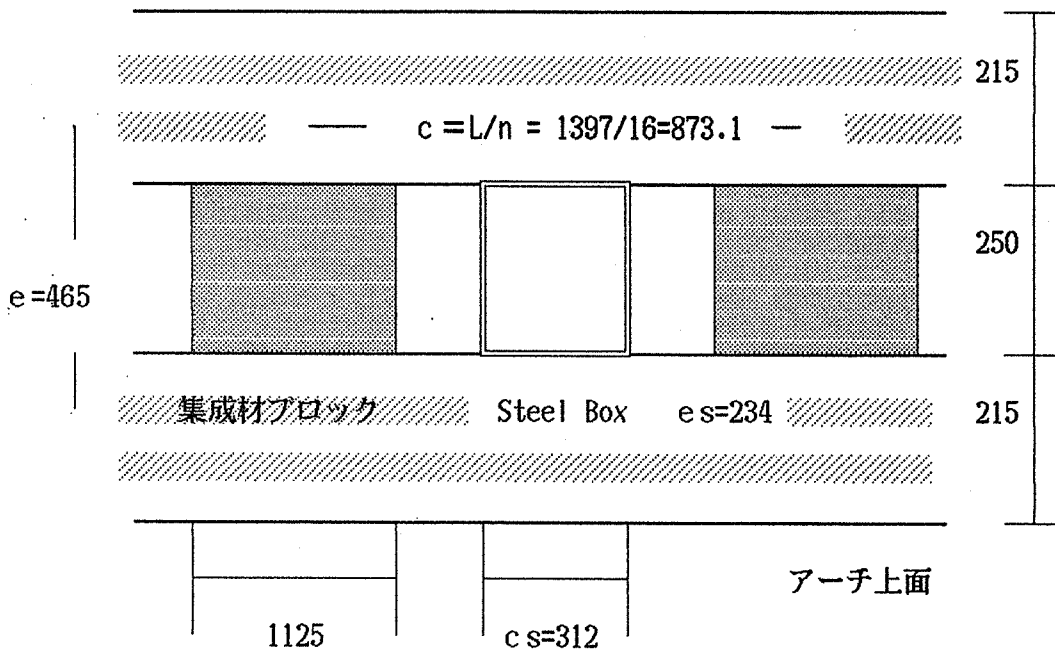


図3.4 アーチ平面展開図 (mm)

以上より

$$I_y = \frac{710.0}{(6.7843+0.3721+0.0014+0.0421+1.6287) \times 10^{-4}} = 804,205 \text{ cm}^4$$

4. アーチの設計

(1) 軸力に注目した場合の部材4-5のJ端について照査する。

a) 圧縮許容応力

断面二次半径

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{326,531}{1,935}} = 13.0 \text{ cm}$$

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{804,205}{1,935}} = 20.4 \text{ cm}$$

両端をアーチ面内で単純支持、面外で固定と仮定すると、有効座屈長 l_e は (図3.5 参照)

$$(l_e)_x = 5.00 \text{ m}$$

$$(l_e)_y = L_a \times K_e = 13.97 \times 0.65 = 9.08 \text{ m}$$

細長比

$$\lambda_x = \frac{(le)_x}{r_x} = \frac{500}{13.0} = 38.5 > 38 *$$

$$\lambda_y = \frac{(le)_y}{r_y} = \frac{908}{20.4} = 44.5 > 38 *$$

$$\frac{r_y}{r_x} = \frac{20.4}{13.0} = 1.57 > 1.50 \text{ (ポニートラス)}$$

中間柱係数 *

$$K_x = 2.324 \times \sqrt{\frac{E_x'}{F_c''}} = 2.324 \times \sqrt{\frac{66640}{58.4}} = 78.5 > 38.5 = \lambda_x$$

$$K_y = 2.324 \times \sqrt{\frac{E_y'}{F_c''}} = 2.324 \times \sqrt{\frac{58310}{58.4}} = 73.4 > 44.5 = \lambda_y$$

故に、 $38 < \lambda_x < K_x$ 、 $38 < \lambda_y < K_y$ であり、X軸に対してもY軸にたいしても中間柱となるが、 $\lambda_y > \lambda_x$ である。

圧縮に対する許容応力は、

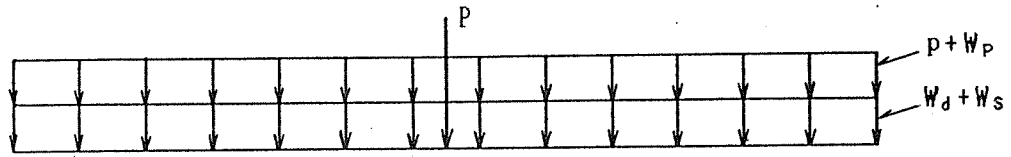
X軸回りの座屈に対し

$$\begin{aligned} F_{cx}' &= F_c'' \left[1 - \frac{1}{3} \left(\frac{(le)_x / r_x}{K_x} \right)^4 \right] \\ &= 58 \times \left[1 - \frac{1}{3} \left(\frac{38.5}{78.5} \right)^4 \right] = 56.9 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

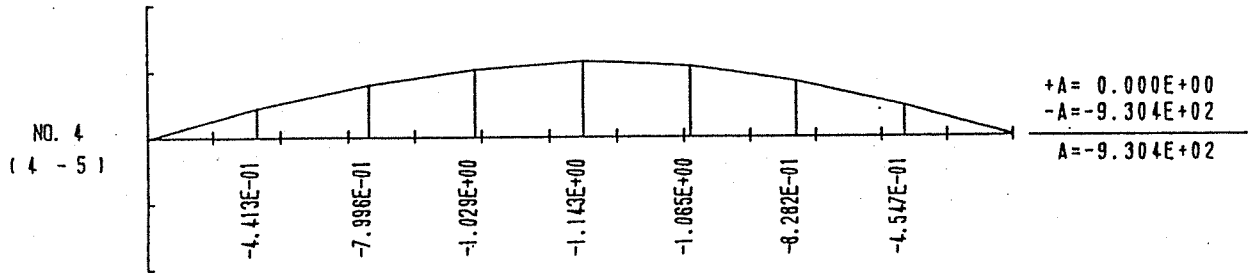
Y軸回りの座屈に対し

$$\begin{aligned} F_{cy}' &= F_c'' \left[1 - \frac{1}{3} \left(\frac{(le)_y / r_y}{K_y} \right)^4 \right] \\ &= 58 \times \left[1 - \frac{1}{3} \left(\frac{44.5}{73.4} \right)^4 \right] = 55.4 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

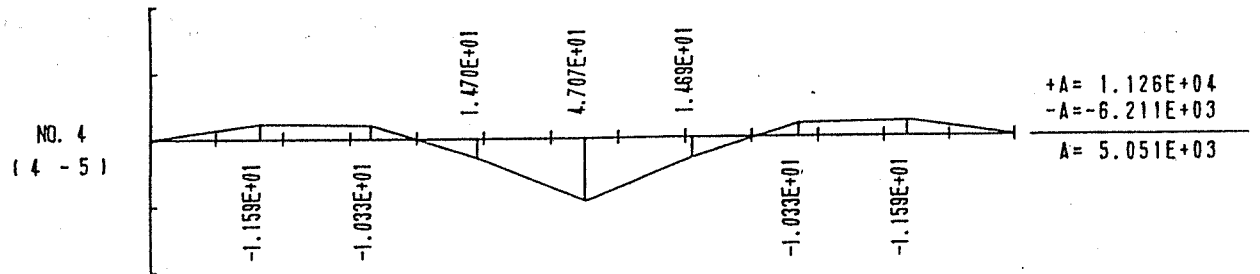
すなわち $F_{cy}' < F_{cx}'$ であるので、 F_{cy}' が支配する。



軸力影響線



曲げモーメント影響線



曲げモーメント図

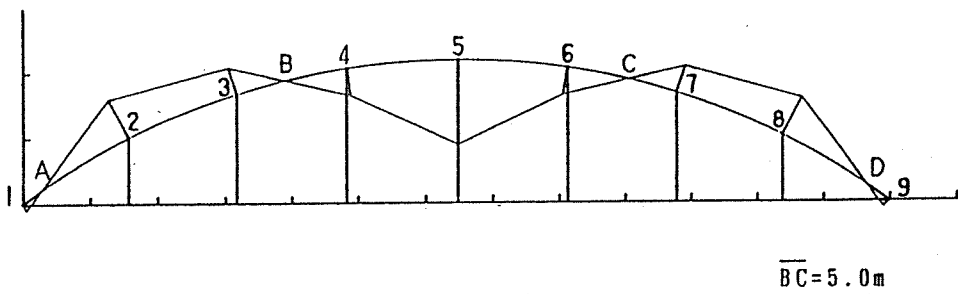


図 3.5 荷重載荷状態及び曲げモーメント図

* 細長比について

AITCの設計基準によると矩形断面の細長比の区分は以下である。

$$\frac{le}{d} \leq 11 \dots\dots\dots \text{短柱}、 \quad \frac{le}{d} \geq K \dots\dots\dots \text{長柱}$$

梁の深さ d の代わりに断面二次半径 r を用いると

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{bd^3}{12bd}} = \frac{d}{\sqrt{12}}$$

$$\frac{le}{d} = \frac{le}{\sqrt{12}r} \leq 11 \quad \text{よって} \quad \frac{le}{r} \leq 11\sqrt{12} = 38$$

これより $le/r = 38$ が短柱の上限値となる。

**中間柱係数について

AITCによると矩形断面の中間柱の定義は以下のようなものである。

$$11 < \frac{le}{d} < K$$

$d = \sqrt{12}r$ であるから

$$11 < \frac{le}{\sqrt{12}r} < K \quad \text{よって} \quad 38 < \frac{le}{r} < \sqrt{12}K$$

$$= \sqrt{12} \times 0.671 \sqrt{\frac{E'}{F_c''}} = 2.324 \sqrt{\frac{E'}{F_c''}}$$

ここに K の定義は AITC による。

***横安定係数について

AITC によれば矩形断面の横安定係数の定義は以下のようなものである。

$$C_s = \sqrt{\frac{le \cdot d}{b^2}}$$

ここに d = はりの深さ、 b = はりの幅である。

上式を断面二次半径を用いて表すと

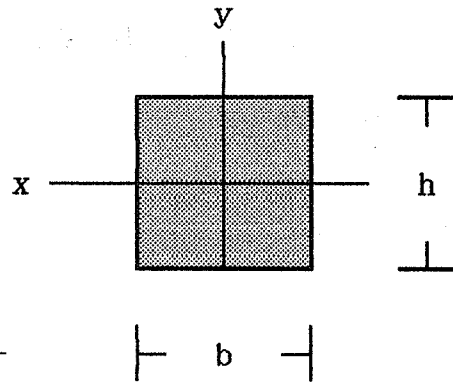
$$d = \sqrt{12} r_x$$

$$b = \sqrt{12} r_y$$

であるから

$$C_s = \sqrt{\frac{l_e \cdot d}{b^2}}$$

$$= \sqrt{\frac{l_e r_x}{\sqrt{12} r_y^2}} = \sqrt{\frac{l_e r_x}{3.46 r_y^2}}$$



b) 曲げ許容応力 (x-x軸回りの曲げモーメントに対して)

寸法係数 $C_F = 0.96$

$$F_{bx''} (1 - C_F) = 91.1 \times (1 - 0.96) = 3.6 \text{ kg/cm}^2 < f_c = 16.0 \text{ kg/cm}^2$$

ここに、 f_c はd)による。よって、寸法係数は適用しない。

有効座屈長 (アーチ面外への座屈にたいして)

$$l_e = 1.92 \times l_u = 1.92 \times 13.97 = 26.82 \text{ m}$$

梁安定細長係数 ***

$$C_s = \sqrt{\frac{l_e r_x}{3.46 r_y^2}} = \sqrt{\frac{2,682 \times 13.0}{3.46 \times 20.4^2}} = 4.92 < 10$$

故に短梁として設計する。横安定係数 $C_L = 1.0$

曲げに対する許容応力は

$$F_{bx'} = F_{bx''} \cdot C_L = 91.1 \text{ kg/cm}^2$$

c) 断面力

$$\begin{aligned}
 N_s &= P \times \eta_n + (p + W_p) \times A_n + (W_d + W_s) \times A_n \\
 &= 7000 \times (-1.143) + (490 + 350) \times (-9.304) + (1313 + 322) \times (-9.304) \\
 &= (-8001) + (-7815) + (-15212) \\
 &= -31028 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_s &= P \times \eta_m + (p + W_p) \times A_m + (W_d + W_s) \times A_m \\
 &= 7000 \times 0.471 + (490 + 350) \times 0.505 + (1313 + 322) \times 0.505 \\
 &= 3297 + 424 + 826 \\
 &= 4547 \text{ kg}\cdot\text{m}
 \end{aligned}$$

d) 応力照査 図3.5 による

$$f_c = \frac{N_s}{A} = \frac{31,028}{21.5 \times 45 \times 2} = 16.0 < 55.4 \text{ kg/cm}^2 = F_{cy}'$$

$$f_{bx} = \frac{M_s}{W_x} = \frac{4,547 \times 100}{14,512} = 31.3 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{f_c}{F_{cy}'} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}'} = \frac{16.0}{55.4} + \frac{31.3}{91.1} = 0.632 < 1.0$$

故に、合格である。

(2) 正の最大曲げモーメントが生じる部材2-3のJ端について照査する。

a) 圧縮許容応力

両端をアーチ面内で単純支持、面外で固定と仮定すると、有効座屈長 l_e は (図3.6 参照)

$$(l_e)_x = 6.85 \text{ m}$$

$$(l_e)_y = 13.97 \times 0.65 = 9.08 \text{ m}$$

細長比

$$\lambda_x = \frac{(l_e)_x}{r_x} = \frac{685}{13.0} = 52.7 > 38$$

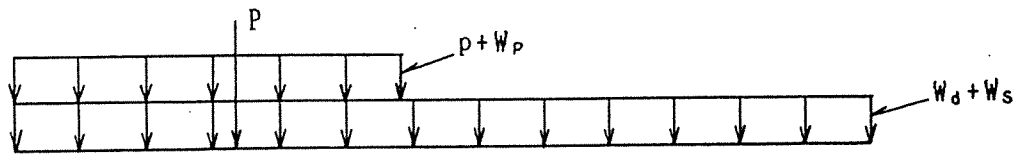
$$\lambda_y = \frac{(l_e)_y}{r_y} = \frac{908}{20.4} = 44.5 > 38$$

中間柱係数 (1) の a) に同じ

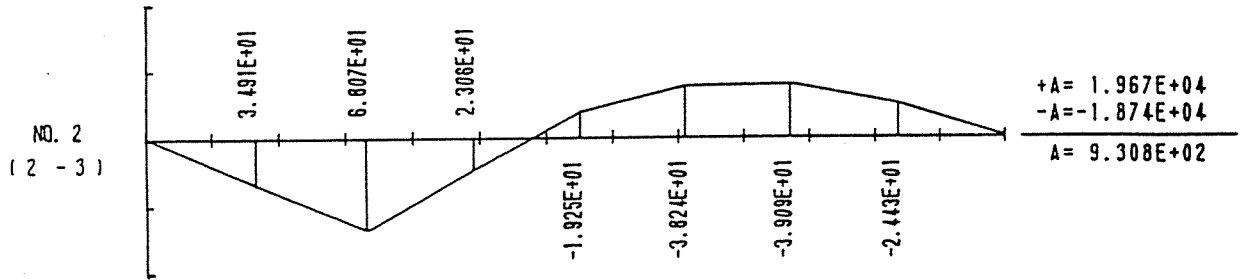
$$K_x = 2.324 \times \sqrt{\frac{E_x'}{F_c''}} = 2.324 \times \sqrt{\frac{66,640}{58.4}} = 78.5 > 52.7$$

$$K_y = 2.324 \times \sqrt{\frac{E_y'}{F_c''}} = 2.324 \times \sqrt{\frac{58,310}{58.4}} = 73.4 > 44.5$$

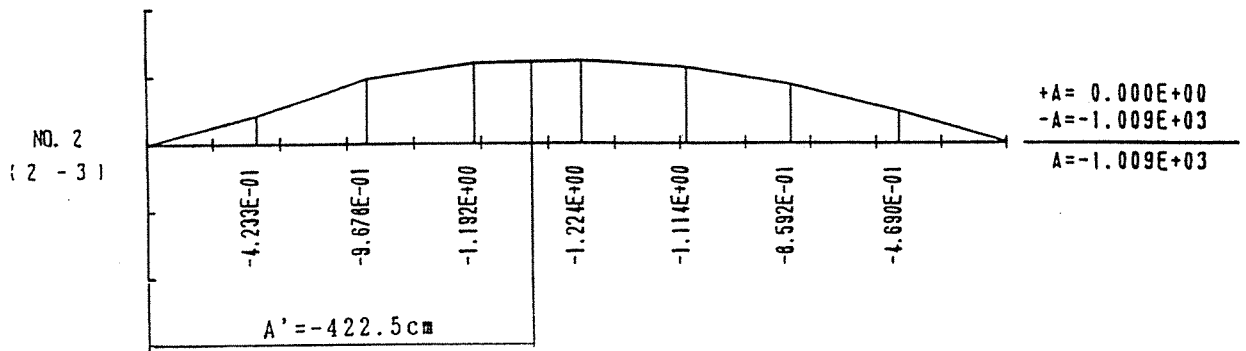
故に、 $38 < \lambda_x < K_x$ 、 $38 < \lambda_y < K_y$ であり、X軸に対してもY軸にたいしても中間柱となるが、 $\lambda_y < \lambda_x$ である。



曲げモーメント影響線



軸力影響線



曲げモーメント図

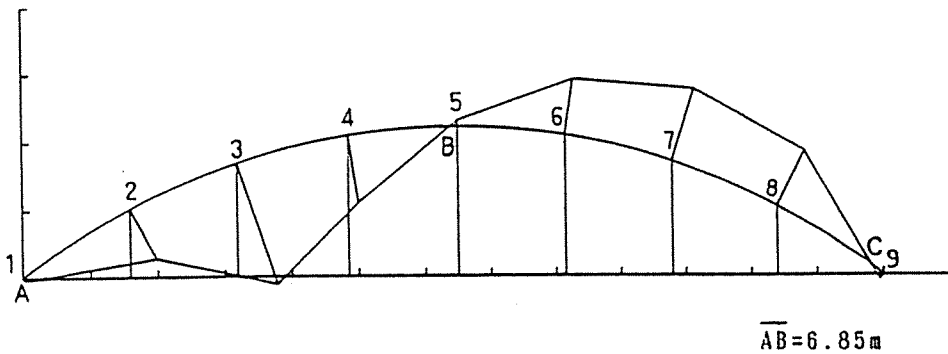


図 3.6 荷重載荷状態及び曲げモーメント図

圧縮に対する許容応力は、

X軸回りの座屈に対し

$$\begin{aligned} F_{cx}' &= F_{c''} \left[1 - \frac{1}{3} \left(\frac{(le)_x / r_x}{K_x} \right)^4 \right] \\ &= 58 \times \left[1 - \frac{1}{3} \left(\frac{52.7}{78.5} \right)^4 \right] = 54.1 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Y軸回りの座屈に対し

$$\begin{aligned} F_{cy}' &= F_{c''} \left[1 - \frac{1}{3} \left(\frac{(le)_y / r_y}{K_y} \right)^4 \right] \\ &= 58 \times \left[1 - \frac{1}{3} \left(\frac{44.5}{73.4} \right)^4 \right] = 55.4 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

即ち $F_{cx}' < F_{cy}'$ であるから、 F_{cx}' が支配する。

b) 曲げ許容応力 (x-x軸に対して)

寸法係数 $C_F = 0.96$

$$F_{bx}'' (1 - C_F) = 91.1 \times (1 - 0.96) = 3.6 \text{ kg/cm}^2 < f_c = 13.9 \text{ kg/cm}^2$$

よって、寸法係数は適用しない。

有効座屈長 (1) の b) に同じ。

$$le = 1.92 \times lu = 1.92 \times 13.97 = 26.82 \text{ m}$$

梁安定細長係数 (1) の b) に同じ。

$$C_s = \sqrt{\frac{le r_x}{3.46 r_y^2}} = \sqrt{\frac{2,682 \times 13.0}{3.46 \times 20.4^2}} = 4.92 < 10$$

故に短梁として設計する。 横安定係数 $C_L = 1.0$

曲げに対する許容応力は

$$F_{bx}' = F_{bx}'' \cdot C_L = 91.1 \text{ kg/cm}^2$$

c) 断面力

$$\begin{aligned} N_3 &= P \times \eta_n + (p + W_p) \times A_n' + (W_d + W_s) \times A_n \\ &= 7000 \times (-0.968) + (490 + 350) \times (-4.225) + (1313 + 322) \times (-10.09) \\ &= (-6776) + (-3549) + (-16497) \\ &= -26822 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_3 &= P \times \eta_m + (p + W_p) \times A_m' + (W_d + W_s) \times A_m \\ &= 7000 \times 0.681 + (490 + 350) \times 1.967 + (1313 + 322) \times 0.093 \\ &= 4767 + 1652 + 152 \\ &= 6571 \text{ kg}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

d) 応力照査

$$f_c = \frac{N_3}{A} = \frac{26,822}{21.5 \times 45 \times 2} = 13.9 < 54.1 \text{ kg/cm}^2 = F_{cx}'$$

$$f_{bx} = \frac{M_3}{W_x} = \frac{6,571 \times 100}{14,512} = 45.3 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{f_c}{F_{cx}'} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}'} = \frac{13.9}{54.1} + \frac{45.3}{91.1} = 0.754 < 1.0$$

故に、合格である。

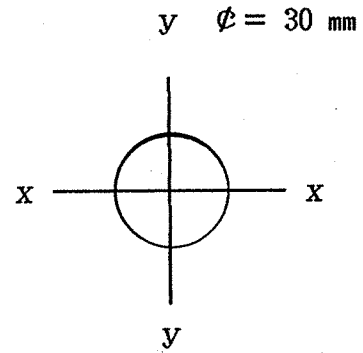
5. 垂直材の設計 (図3.8 参照)

断面積

$$A = \pi \cdot r^2 \\ = 7.069 \text{ cm}^2$$

断面二次モーメント

$$I_x = \frac{\pi \cdot r^4}{4} \\ = \frac{3.14 \times 15^4}{4} = 3.976 \text{ cm}^4$$



断面係数

$$W = \frac{\pi \cdot d^3}{4} = \frac{3.14 \times 15^3}{4} = 2.65 \text{ cm}^3$$

断面二次半径

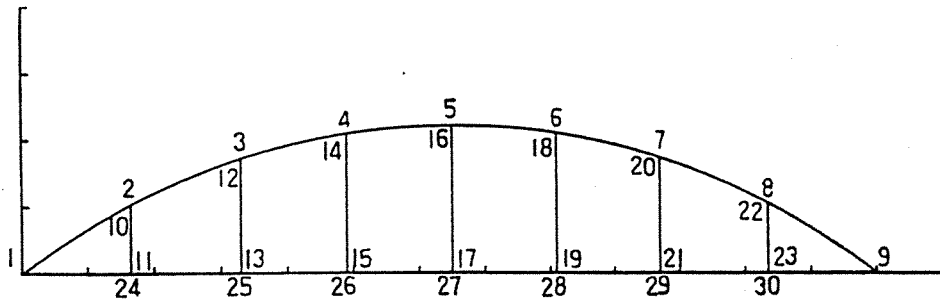
$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{3.976}{7.069}} = 0.750 \text{ cm}$$

断面力

$$N = P \times \eta_n + (p + W_p) \times A_n + (W_d + W_s) \times A_n \\ = 7000 \times 0.619 + (490 + 350) \times 1.655 + (1313 + 322) \times 1.655 \\ = 4333 + 1390 + 2706 \\ = 8429 \text{ kg}$$

$$\sigma_t = \frac{N}{A} = \frac{8,429}{7.07} = 1192 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{ta} = 1400 \text{ kg/cm}^2$$

故に、合格である。



軸力影響線

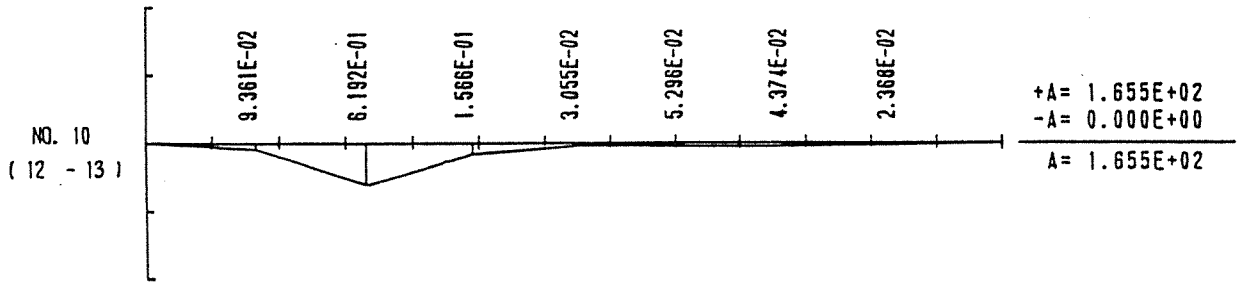
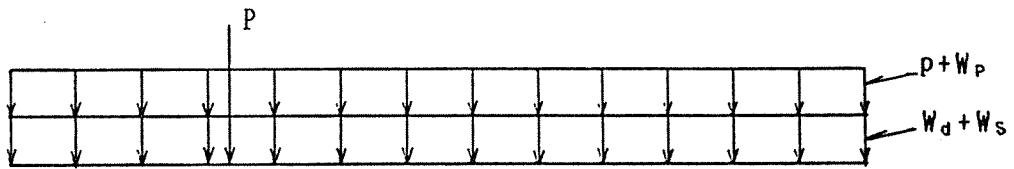
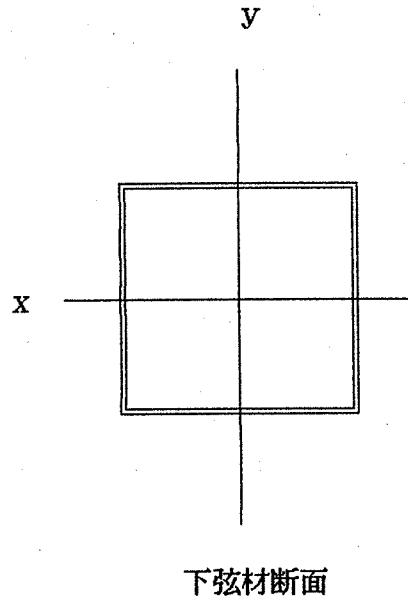


図 3.8 荷重載荷状態

6. 下弦材の設計 (図3.9 参照)

床桁を横支持とみなし有効座屈長 $l_e = 1.65 \text{ m}$
 として 最大曲げモーメントを生じる部材 24-25
 の J 端について照査する。



断面積 $A = 79.68 \text{ cm}^2$

断面二次モーメント $I_x = 5,059 \text{ cm}^4$

断面係数 $W_x = \frac{I_x}{e} = \frac{5,059}{10} = 506 \text{ cm}^3$

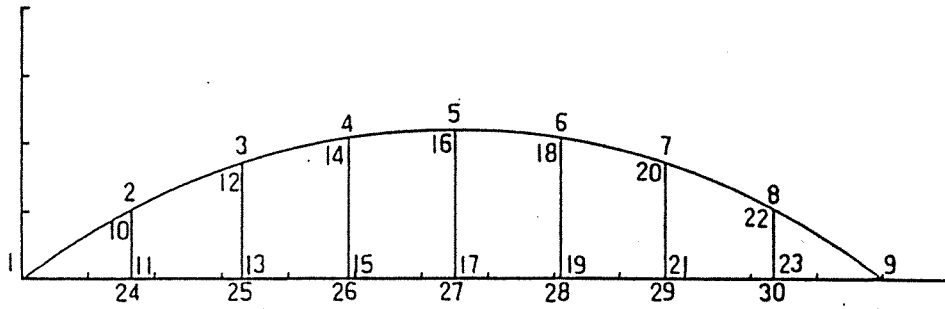
有効座屈長 $l_x = 165.0 \text{ cm}$

断面二次半径 $r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{5,059}{79.68}} = 7.968 \text{ cm}$

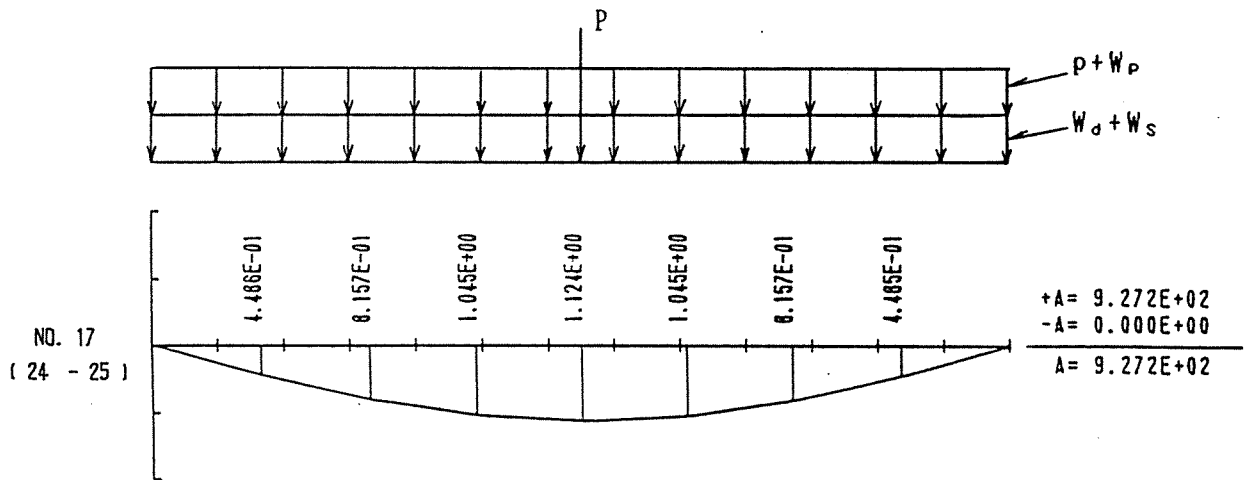
細長比 $\frac{(l_e)_x}{r_x} = \frac{165}{7.968} = 20.7$

断面力
$$\begin{aligned} N &= P \times \eta_n + (p + W_p) \times A_n + (W_d + W_s) \times A_n \\ &= 7000 \times 1.124 + (490 + 350) \times 9.272 + (1313 + 322) \times 9.272 \\ &= 7867 + 7788 + 15160 \\ &= 30816 \text{ kg} \end{aligned}$$

断面力
$$\begin{aligned} M &= P \times \eta_m + (p + W_p) \times A_m' + (W_d + W_s) \times A_m \\ &= 7000 \times 0.387 + (490 + 350) \times 0.860 + (1313 + 322) \times 0.056 \\ &= 2709 + 722 + 92 \\ &= 3523 \text{ kg} \cdot \text{m} \end{aligned}$$



軸力影響線



曲げモーメント影響線

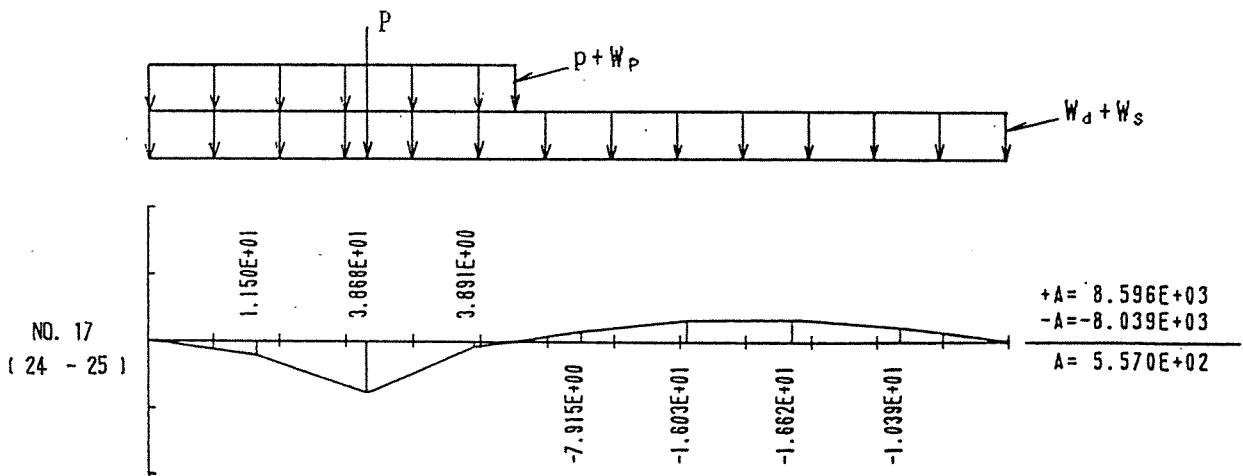


図 3.9 荷重載荷状態

局部座屈に対する許容応力度

$$\frac{b}{56f} = \frac{18.2}{56 \times 1.0} = 0.325 < t = 0.9 \text{ cm}$$

(道示Ⅱ鋼橋編 表-3・2・1)

$$\frac{b}{39.6f} = \frac{18.2}{39.6 \times 1.0} = 0.46 < t = 0.9 \text{ cm}$$

(道示Ⅱ鋼橋編 表-3・2・2)

$$\sigma_{cal} = 1400 \text{ kg/cm}^2$$

局部座屈を考慮しない強軸まわりの許容曲げ圧縮応力度

箱型断面なので (道示Ⅱ鋼橋編 表-2・2・3)

$$\sigma_{bag} = 1400 \text{ kg/cm}^2$$

許容引張り応力度

$$\sigma_{ta} = 1400 \text{ kg/cm}^2$$

軸方向力と曲げモーメントを受ける部材の照査

$$\sigma_t = \frac{N}{A} = \frac{30,816}{79.68} = 387 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{bt} = \frac{M}{W_x} = \frac{352300}{505.9} = 696 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{bc} = 696 \text{ kg/cm}^2, \quad \sigma_{ta} = 1400 \text{ kg/cm}^2$$

$$(a) \sigma_t + \sigma_{bt} < \sigma_{ta}$$

$$387 + 696 = 1083 \text{ kg/cm}^2 < 1400 \text{ kg/cm}^2$$

$$(b) - \frac{\sigma_t}{\sigma_{ta}} + \frac{\sigma_{bc}}{\sigma_{bag}} < 1$$

$$- \frac{387}{1400} + \frac{696}{1400} = -0.276 + 0.453 = 0.159 < 1.0$$

$$(c) -\sigma_t + \sigma_{bc} < \sigma_{cal}$$

$$- 387 + 696 = 309 \text{ kg/cm}^2 < 1400 \text{ kg/cm}^2$$

故に、合格である。

以上

7. 床桁の設計

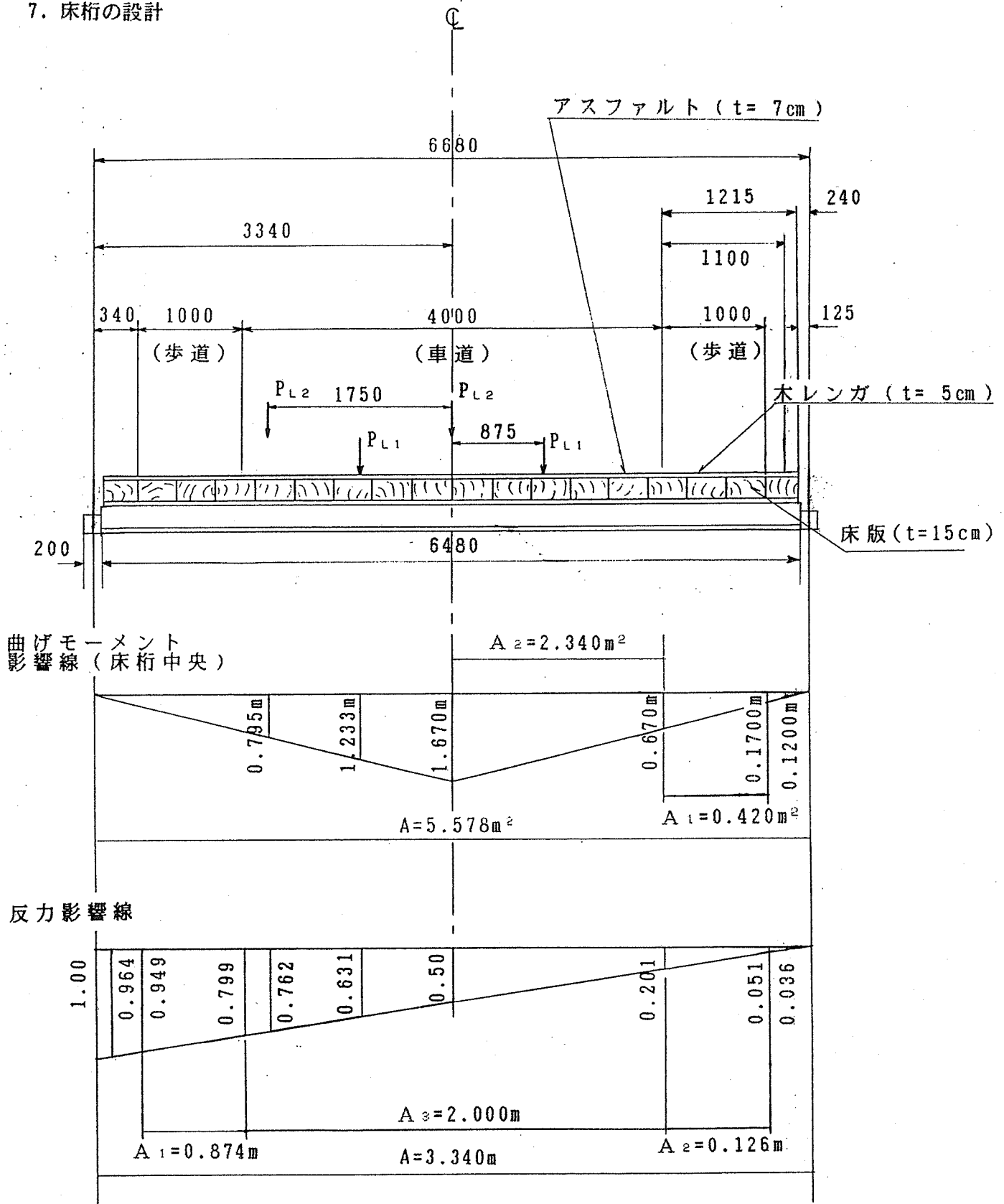


図3.10 曲げモーメント・反力影響線

(1) 荷重

1) 活荷重

a) T 荷重

$$T-14 \text{ 1後輪} \quad P_L = 5600 \text{ kg}$$

b) 群集荷重

歩道上に等分布荷重として 500kg/m^2 載荷

$$W_P = 500 \times 1.65 = 825 \text{ kg/m}$$

2) 死荷重

$$\text{アスファルト} \quad 2300 \times 0.07 \times 1.65 = 265.7 \text{ kg/m}$$

$$\text{木レンガ} \quad 800 \times 0.05 \times 1.65 = 66.0 \text{ kg/m}$$

$$\text{床版} \quad 800 \times 0.15 \times 1.65 = 198.0 \text{ kg/m}$$

$$\text{床桁自重 (H-300x300)} \quad = 98.0 \text{ kg/m}$$

$$\text{高欄} \quad = 20.0 \text{ kg/m}$$

3) 雪荷重

床版上に等分布荷重として 100kg/m^2 載荷

$$W_s = 100 \times 1.65 = 165 \text{ kg/m}$$

(2) 曲げモーメント

1) 活荷重

a) T 荷重

$$M_{L1} = 5600 \times 1.233 \times 2 = 13809.6 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$M_{L2} = 5600 \times (1.670 + 0.795) = 13804.0 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

b) 群集荷重

$$M_P = 825 \times 0.420 \times 2 = 693.0 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

2) 死荷重

$$\text{アスファルト} \quad 265.7 \times 2.340 \times 2 = 1243.5$$

$$\text{木レンガ} \quad 66.0 \times 0.420 \times 2 = 55.4$$

$$\text{床版} \quad 198.0 \times 5.578 = 1104.4$$

$$\text{床桁} \quad 98.0 \times 5.578 = 546.6$$

$$\text{高欄} \quad 20.0 \times 0.120 \times 2 = 4.8$$

計

$$M_D = 2954.7 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

3) 雪荷重

$$M_S = 165 \times 5.578 = 920.4 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

4) 全曲げモーメント

$$M = M_{L1} + M_P + M_D + M_S$$

$$= 13809.6 + 693.0 + 2954.7 + 920.4 = 18377.7 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

5) 曲げ応力度

$$I = 13.4^2 \times 2.0 \times 25.0 \times 2 + \frac{1 \times 24.8^2}{12} = 19227 \text{ cm}^4$$

$$W = \frac{19227}{14.4} = 1335 \text{ cm}^3$$

$$f_b = \frac{18377.7}{1335} = 1377 \text{ Kg/cm}^2 < 1400 \text{ kg/cm}^2 \text{ (SS41)}$$

ただし、上フランジは、床版とボルトで固定されているものとする。

(3) 反力

1) 活荷重

a) T荷重

$$R_{L2} = 5600 \times (0.762 + 0.50) = 7067.2 \text{ kg}$$

b) 群集荷重

$$R_P = 825 \times (0.874 + 0.126) = 825.0 \text{ kg}$$

2) 死荷重

$$\text{アスファルト} \quad 265.7 \times 2.000 \quad = 531.4$$

$$\text{木レンガ} \quad 66.0 \times (0.874 + 0.126) = 66.0$$

$$\text{床版} \quad 198.0 \times 3.340 \quad = 661.3$$

$$\text{床桁} \quad 98.0 \times 3.340 \quad = 327.3$$

$$\text{高欄} \quad 20.0 \times (0.964 + 0.036) = 20.0$$

$$\text{計} \quad R_D = 1606.0 \text{ kg}$$

3) 雪荷重

$$R_s = 165 \times 3.340 = 551.1 \text{ kg}$$

4) 全反力

$$\begin{aligned} R &= R_{L2} + R_P + R_D + R_s \\ &= 7067.2 + 825.0 + 1606.0 + 551.1 = 10049.3 \text{ kg} = 10.0 \text{ ton} \end{aligned}$$

8. 床版の設計

(1) 許容応力度 (スギ二級集成材)

曲げ $F_b' = 85.0 \times 0.8 = 68.0 \text{ kg/cm}^2$

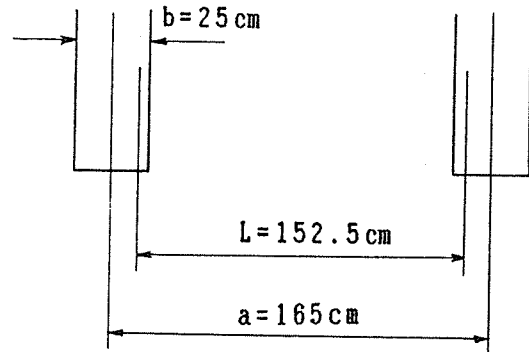
せん断 $F_v' = 8.0 \times 0.875 = 7.0 \text{ kg/cm}^2$

(2) 床版支間

$$L = a - b + \frac{b}{2}$$

$$= 165 - 25 + \frac{25}{2}$$

$$= 152.5 \text{ cm}$$



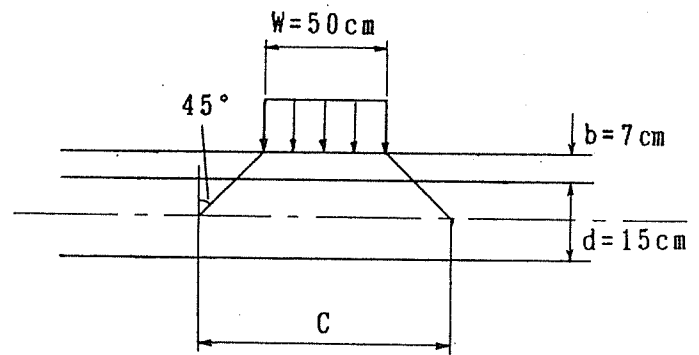
(3) 車輪荷重分布幅

1) 幅員方向 (分布幅)

$$c = w + 2b + d$$

$$= 50 + 2 \times 7 + 15$$

$$= 79 \text{ cm}$$

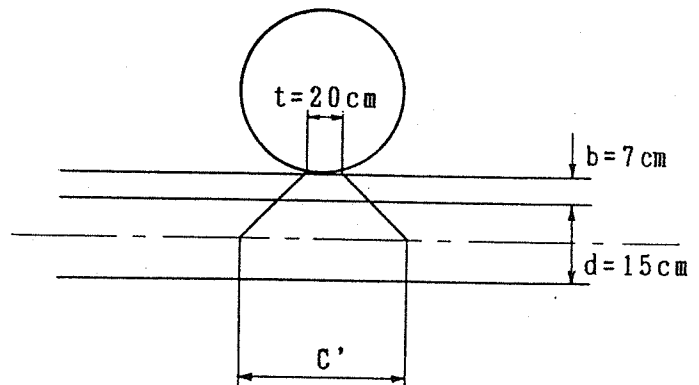


2) 支間方向 (分布長)

$$c' = t + 2b + d$$

$$= 20 + 2 \times 7 + 15$$

$$= 49 \text{ cm}$$

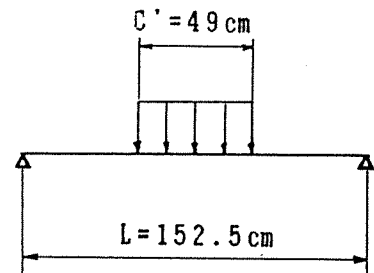


(4) 曲げモーメント (床版支間中央)

1) 活荷重

T-14 1後輪 5600 kg

$$M_L = \frac{P \cdot L}{4} - \frac{P \cdot c'}{8} = P \left(\frac{L}{4} - \frac{c'}{8} \right)$$
$$= 5600 \times \left(\frac{152.5}{4} - \frac{49}{8} \right)$$
$$= 179200 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$



2) 死荷重 (床版パネル幅を75cmとする。)

アスファルト $2300 \times 0.07 \times 0.75 = 120.8$

木レンガ $800 \times 0.05 \times 0.75 = 30.0$

床版 $800 \times 0.15 \times 0.75 = 90.0$

雪 $100 \times 0.75 = 75.0$

高欄 $= 20.0$

計 336 kg/m

$$M_D = \frac{336 \times 1.525^2}{8} = 97.68 \text{ Kg} \cdot \text{m} = 9768 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

3) 全曲げモーメント

連続版として

$$M = (9768 + 179200) \times 0.8 = 151174.4 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

4) 曲げ応力度

断面係数

$$W = \frac{c \cdot d^3}{6} = \frac{79 \times 15^3}{6} = 2962.5 \text{ cm}^3$$

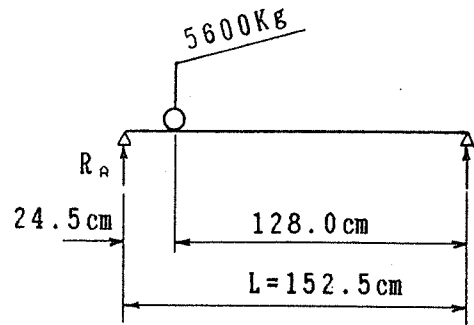
故に,

$$f_b = \frac{M}{W} = \frac{151174.4}{2962.5} = 51 \text{ kg/cm}^2 < 68 \text{ kg/cm}^2 = F_b'$$

(5) せん断力

$$\text{支点より } 49 \times \frac{1}{2} = 24.5 \text{ cm}$$

の位置で照査する.



1) 活荷重

$$V_L = R_A = \frac{5600 \times 128.0}{152.5} = 4700 \text{ kg}$$

2) 死荷重

$$V_D = \frac{w_D \cdot L}{2} = \frac{336 \times 1.525}{2} = 256.2 \text{ kg}$$

3) せん断応力度

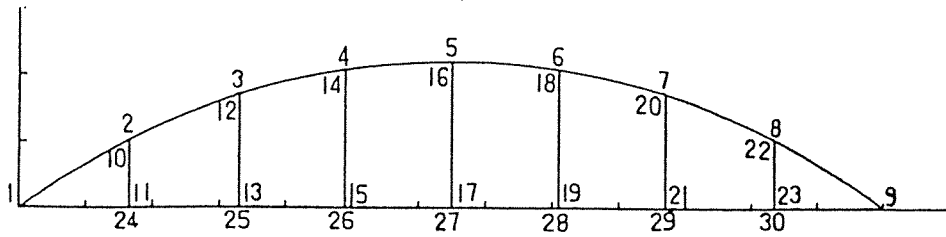
$$\tau = \frac{3(V_L + V_D)}{2 \cdot h \cdot b} = \frac{3(4700 + 256.2)}{2 \times 15 \times b} = 7.0 \text{ kg/cm}^2 = F_v'$$

故に,

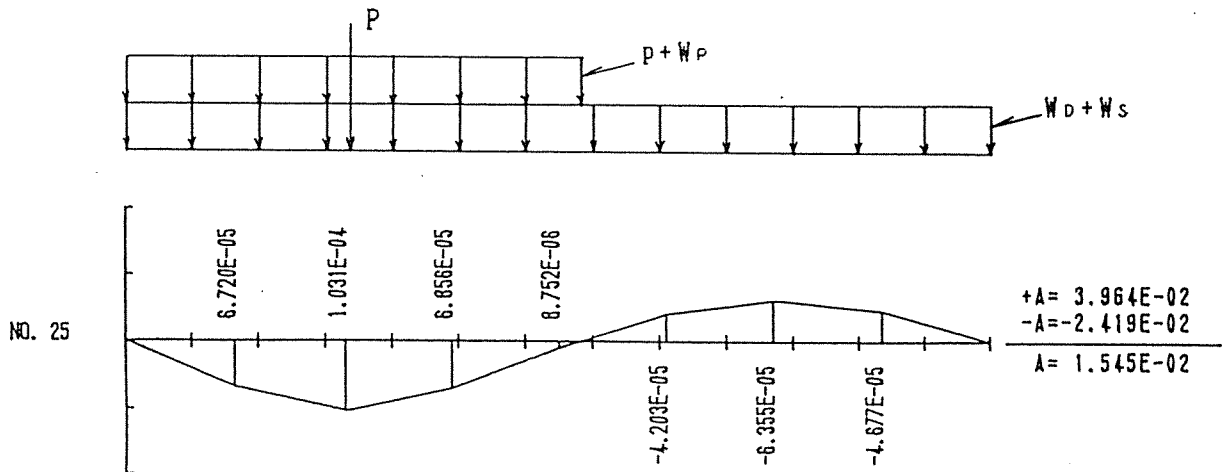
$$b = \frac{3 \times 4956.2}{2 \times 15 \times 7.0} = 70.8 \text{ cm}$$

従って、床版パネル幅は71cm以上とする。

9. たわみの照査



逆対称荷重載荷時



対称荷重載荷時

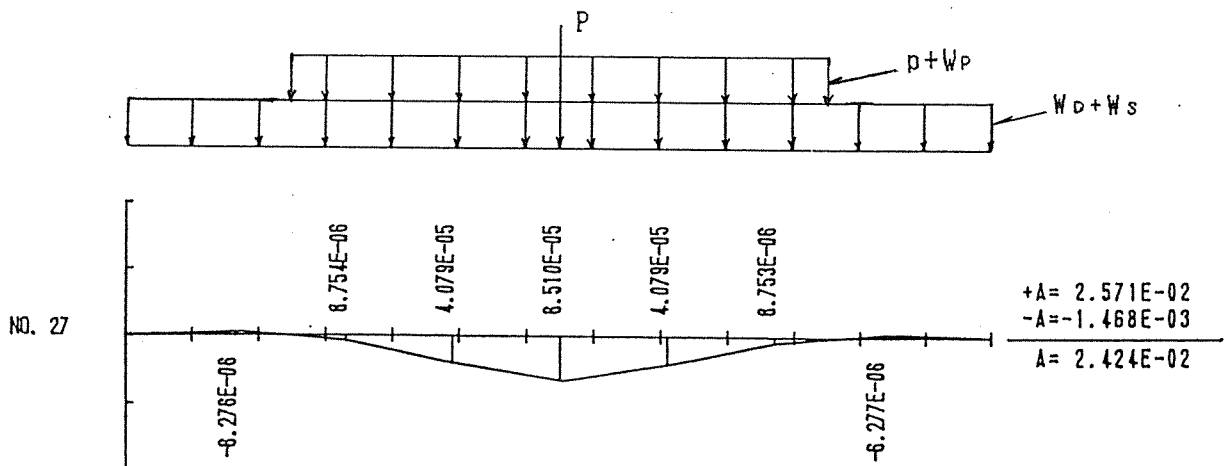


図3.11 たわみ影響線

(1) 逆対称荷重載荷時（下弦材）

最大たわみが生じる節点25で照査する。

1) 活荷重

a) L荷重

$$\text{等分布荷重} \quad 3.964 \times 10^{-2} \times 4.90 = 0.1942 \text{ cm}$$

$$\text{線荷重} \quad 1.031 \times 10^{-4} \times 7000 = 0.7217 \text{ cm}$$

$$\text{計} \quad \delta_L = 0.9159 \text{ cm}$$

b) 群集荷重

歩道上に等分布荷重として350Kg/m²載荷。

$$\delta_P = 3.964 \times 10^{-2} \times 3.50 = 0.1387 \text{ cm}$$

2) 活荷重による最大たわみ

$$\frac{L}{300} = \frac{1300}{300} = 4.3 \text{ cm}$$

$$\delta = \delta_L + \delta_P = 0.9159 + 0.1387 = 1.1 \text{ cm} < 4.3 \text{ cm}$$

故に、合格

3) 死荷重によるたわみ

$$\delta_D = 1.545 \times 10^{-2} \times 13.13 = 0.2029 \text{ cm}$$

(2) 対称荷重載荷時（下弦材）

影響線面積が最大となる節点27で照査する。

1) 活荷重

a) L 荷重

等分布荷重 $2.571 \times 10^{-2} \times 4.90 = 0.1260 \text{ cm}$

線荷重 $6.510 \times 10^{-5} \times 7000 = 0.4557 \text{ cm}$

計 $\delta_L = 0.5817 \text{ cm}$

b) 群集荷重

$$\delta_D = 2.571 \times 10^{-2} \times 3.50 = 0.0900 \text{ cm}$$

c) 活荷重によるたわみ

$$\delta = 0.5817 + 0.0900 = 0.6717 \text{ cm} < 4.3 \text{ cm}$$

(2) 死荷重

$$\delta_D = 2.4240 \times 10^{-2} \times 13.13 = 0.3183 \text{ cm}$$

従って、制作キャンバーは、1cmとする。

(3) 雪荷重

$$\delta_S = 2.4240 \times 10^{-2} \times 3.22 = 0.0781 \text{ cm}$$

(4) 組合せ荷重

1) 死荷重+雪荷重

$$\delta = \delta_D + \delta_S = 0.3183 + 0.0781 = 0.4 \text{ cm}$$

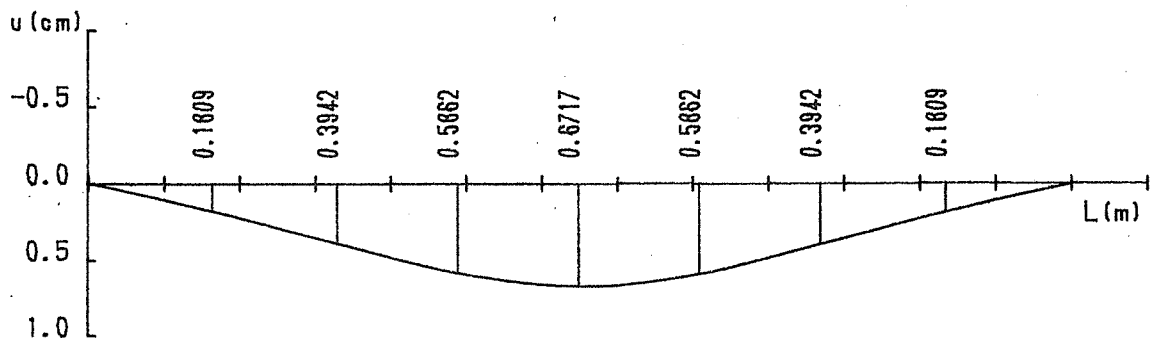
2) 活荷重+死荷重

$$\delta = 0.6717 + 0.3183 = 0.9900 \text{ cm} = 1.0 \text{ cm}$$

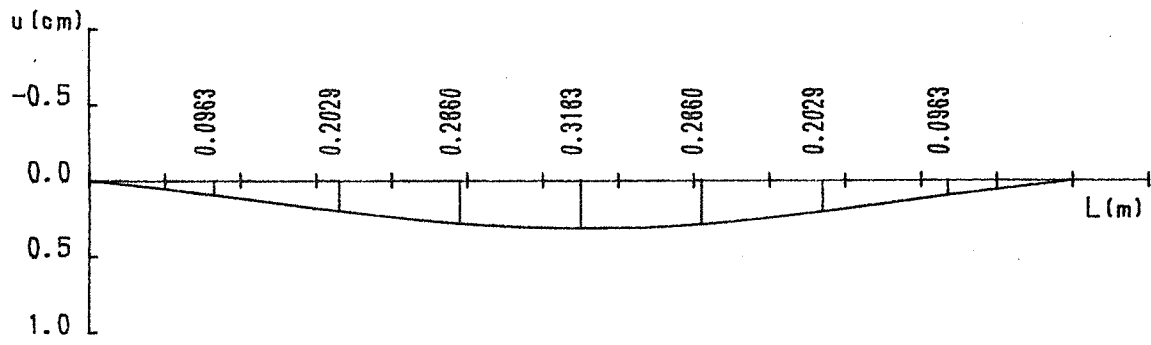
3) 活荷重+死荷重+雪荷重

$$\delta = 0.9900 + 0.0781 = 1.0681 \text{ cm} = 1.1 \text{ cm}$$

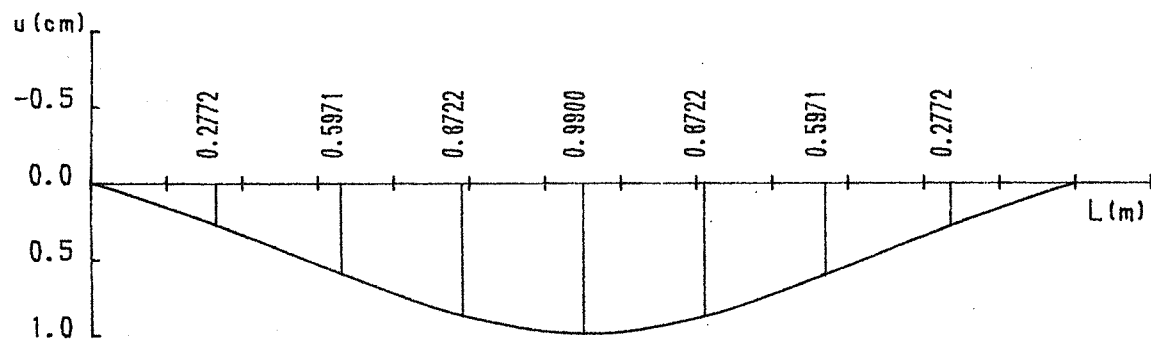
活荷重全載



死荷重



活 + 死



活 + 死 + 雪

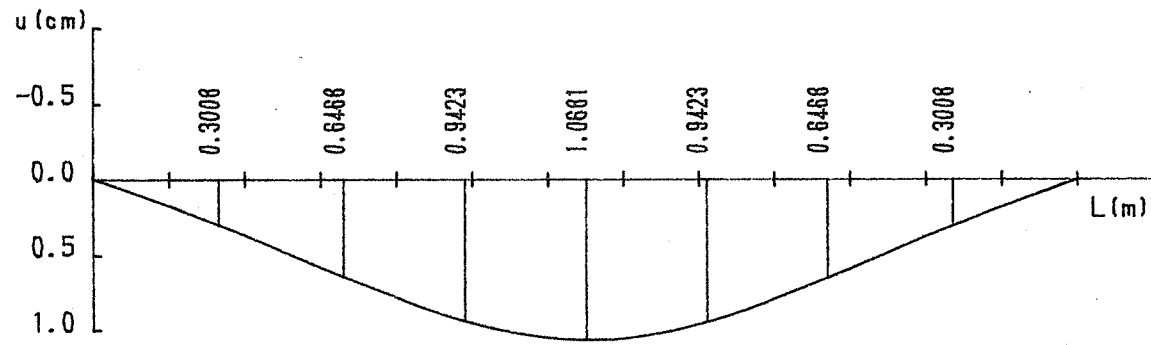


図3.12 たわみ図

Ⅲ 試作展示

第1章 水上ベンチの試作展示

1. 目的

この事業は、今後供給の増大化が見込まれる国産材を、建築分野に限らず広く空間構成物に活用し、その需要を拡大することを目的としている。

木質材料を使用した水辺の施設としては、ボート係留施設の浮棧橋、遊歩道的な棧橋等に見ることができる。これらの施工に際しては、工法として確立したものがないため、メーカーが夫々の判断で施工しており、腐朽、干割れ等の発生も見られることから木に対する評価は必ずしも良いとはいえない。

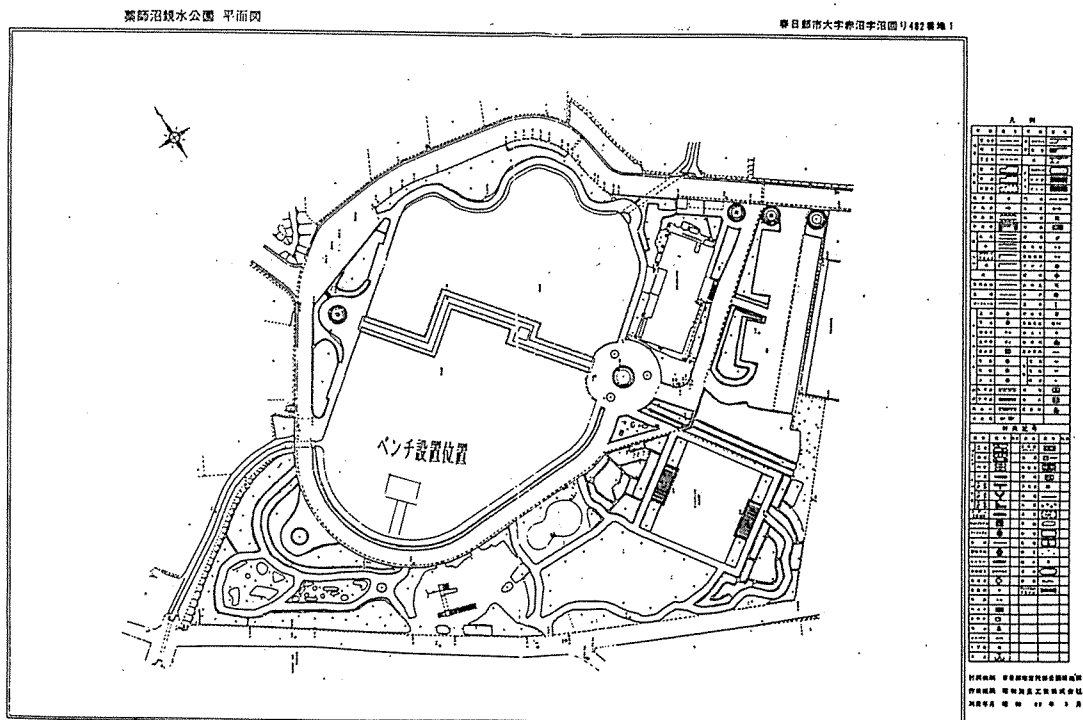
この様な現状を踏まえて、木製棧橋等に要求される性能をもとにモデルプランを作成し、各種、性能試験、設計施工マニュアル類の作成を通じて試作展示を行い、その普及を図るものである。

2. 試作展示場所の選定

試作展示場所の選定にあたっては、①年間を通じて多勢の人々が出入りし展示効果が期待できる場所であること②展示後の経過観察が比較的容易な立地条件であること③事業計画の範囲内で施工可能な規模であることを基本条件とし候補地の選定作業を行った結果、中・大規模な海浜公園等に設置するには無理があるとの見通しから、比較的規模の小さな湖沼等の親水施設とすることとし、現地調査を含めて検討の結果、展示物件の周囲環境への調和及び設置後の経過観察の便から、春日部市薬師沼親水公園に決定した。

3. 試作展示場所の環境

薬師沼親水公園は、春日部市が管理し東武伊勢崎線一ノ割駅から約2 kmの位置にある。面積は1.6ヘクタールうち沼地は、約0.8ヘクタールで主に魚釣りを楽しむためのものである。



沼の中央部分に沼を横断する形でハツ橋が設けられている。沼の周囲には空地を利用して、子供広場、お花見広場、ゲートボール場があり、子供広場には木製のコンビネーション遊具が置かれている。

公園に隣接して老人のための憩いの家（木造平屋建 346㎡）が併設されている。施設の規模、性格から遠方からの来園者は少ないが、市内居住者を中心に平日でも100名程度の入園が見込まれ、それなりの展示効果は期待できるものと考えている。

4. 設計方針

設計を進めるに際し、現地の環境及び事業規模等を勘案しながら検討した結果、一般的な栈橋よりは、目新しい水上ベンチタイプとする方が、今後普及を図るうえで有利との結論を得た。

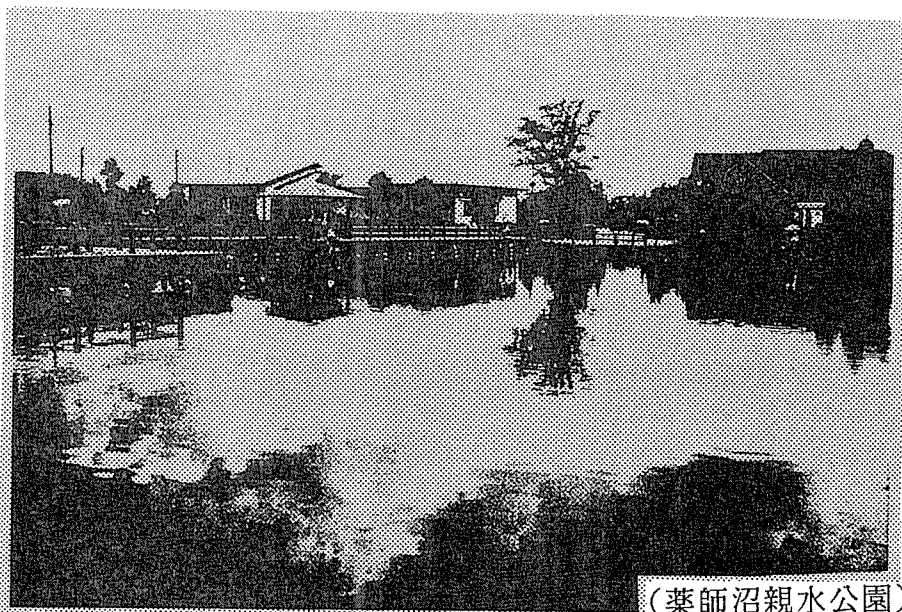
ベンチには、転落事故等を未然に防止するため周囲に高欄を設けるとともに、アメニティーを配慮してパーゴラを設置する。また、フロート部分は、金属フレームの目隠しとして幕板で覆うこととした。

使用材料は、国産スギ製材を主体とするが使用環境の厳しいフレームは鋼材を採用する。製材品は、それぞれの寸法に仕上げた後、防腐処理を施すこととした。

5. 設計図書の作成

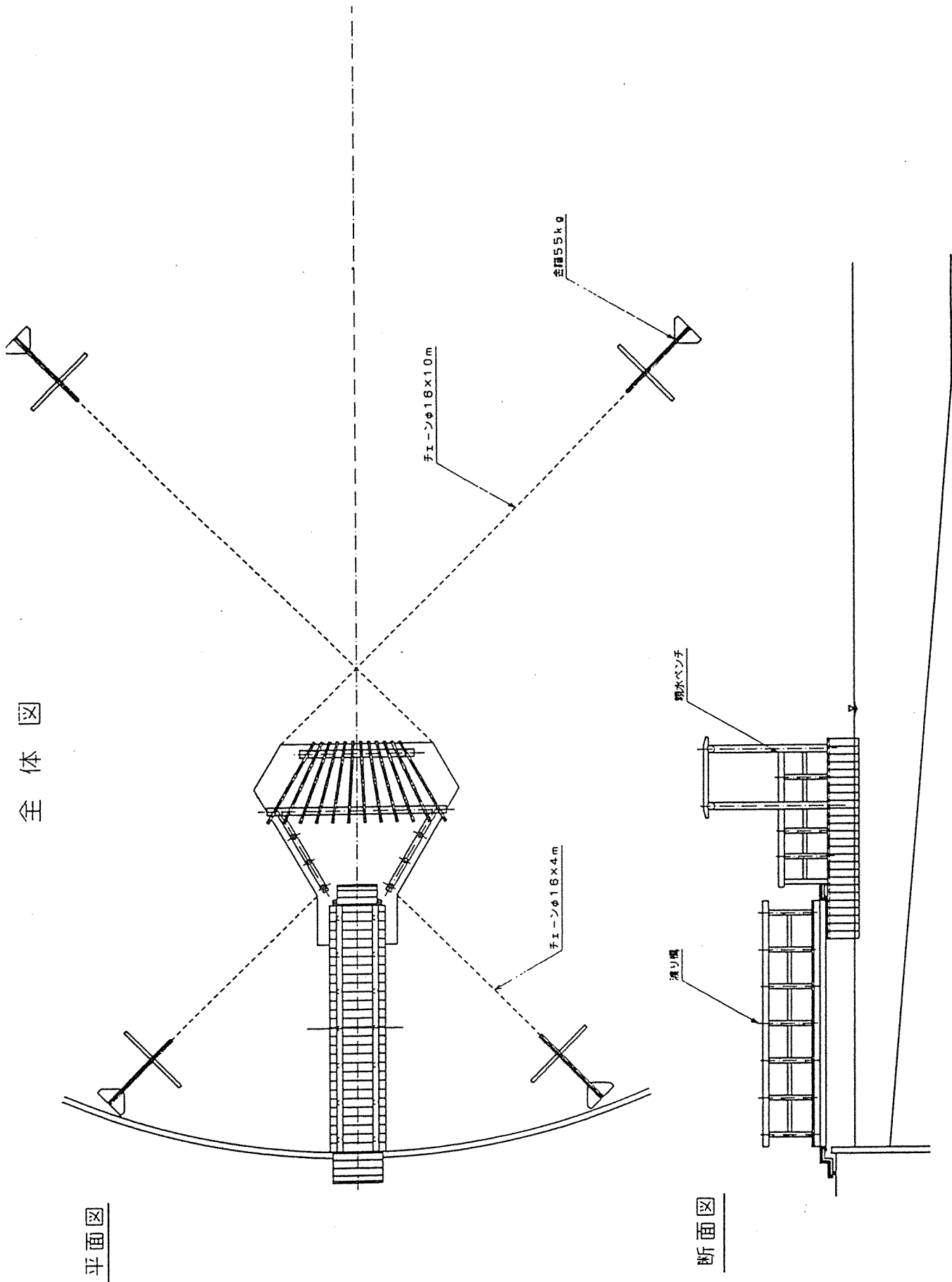
設計方針に基づき、A案を作成（図1～4）し分科会で検討するとともに春日部市側とも協議した結果、次の点を配慮することになり最終案として図5～8を作成した。

- デッキ上のベンチは、利用者の視線が湖水を眺める方向となるよう配置位置を変更する。
- パーゴラ柱脚部は、強度を考えフレーム下部まで延ばし金物で接合する。
- デッキ部高欄と渡り橋部高欄の端部が空き過ぎており、幼児の転落の危険があるので更にせばめる。
- 高欄の笠木は、アクセントを付けるため屋根型とする。
- 渡り橋支承金物の取り付け部は、強度面から路面にアンカーする方法に改める。



(薬師沼親水公園)

全体図



平面図

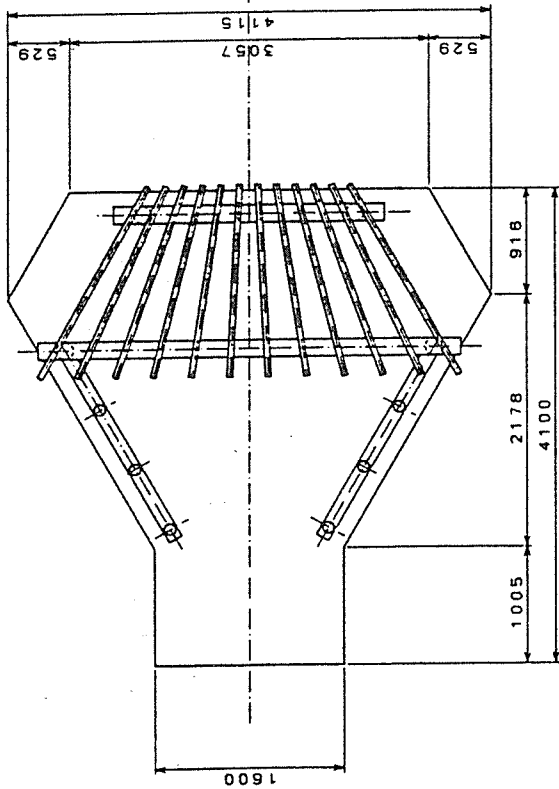
断面図

(図1 A案--全体図)

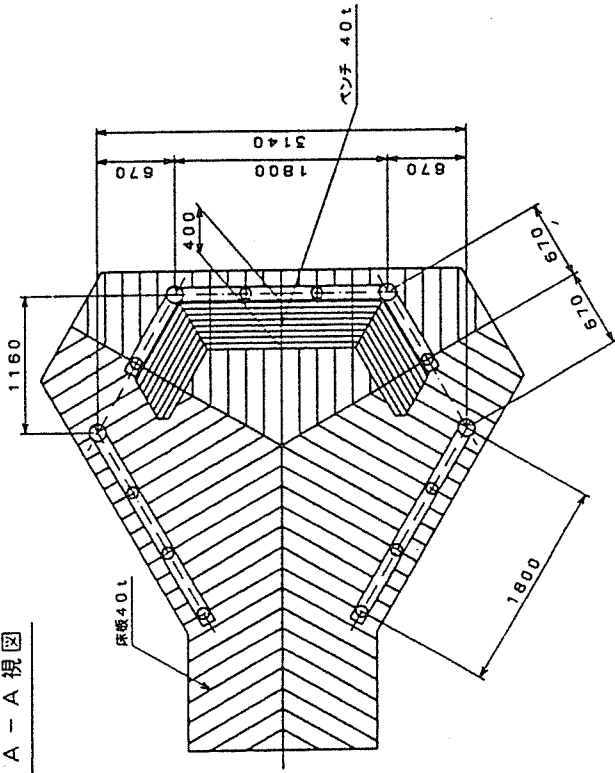
親水ベンチ詳細図

Scale 1/30

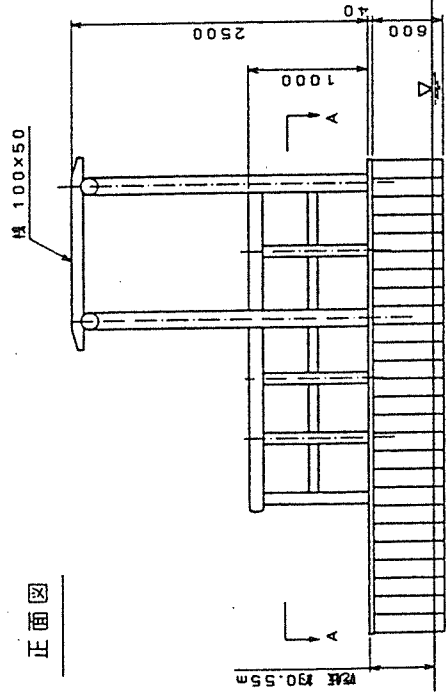
平面図



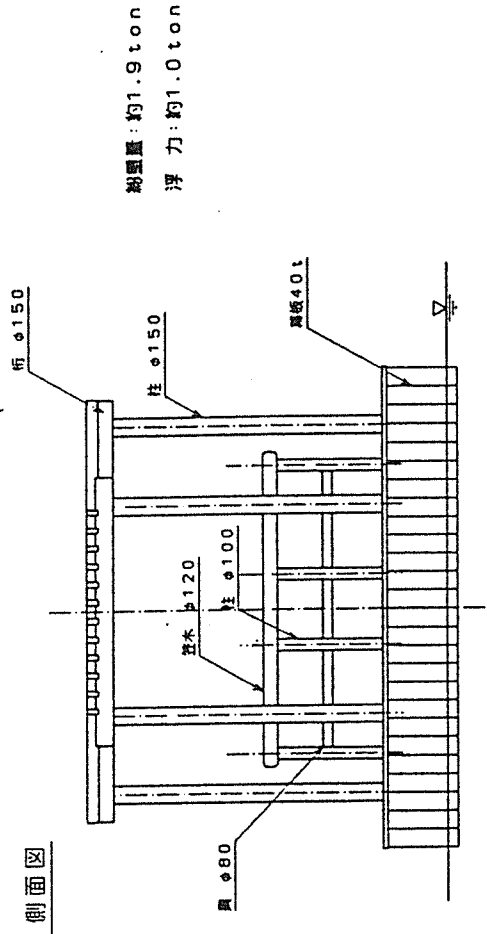
A-A 視図



正面図



側面図

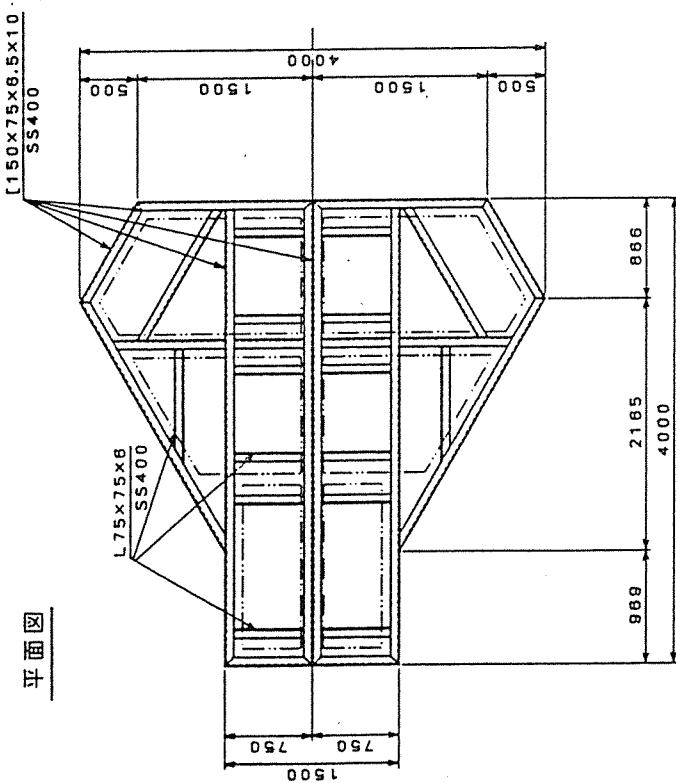


(図2 A案—親水ベンチ詳細図)

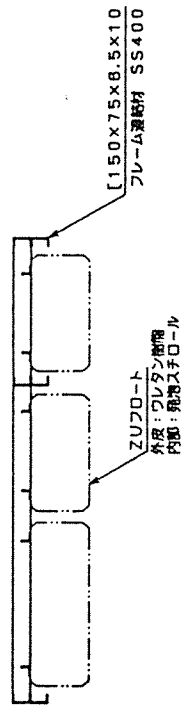
フレーム詳細図

Sc:1/30

*鋼材は溶接面始の寸法を標準とする。

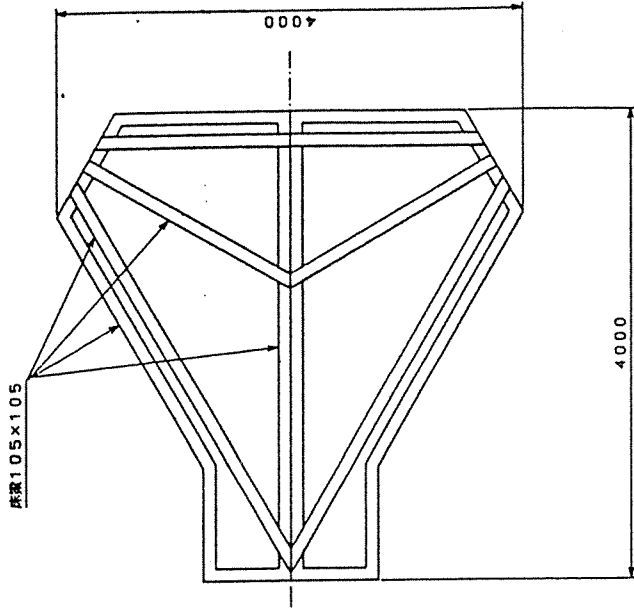


断面図

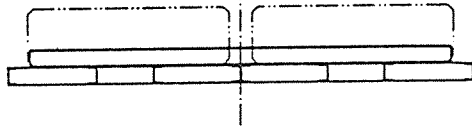


床梁伏図

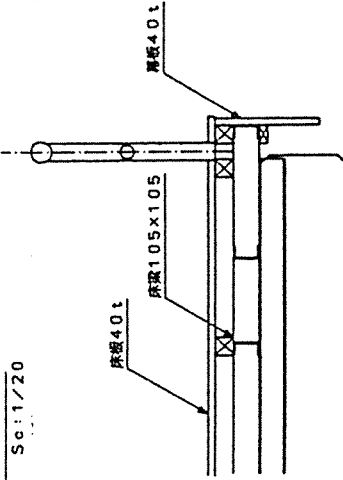
Sc:1/30



断面図



断面図

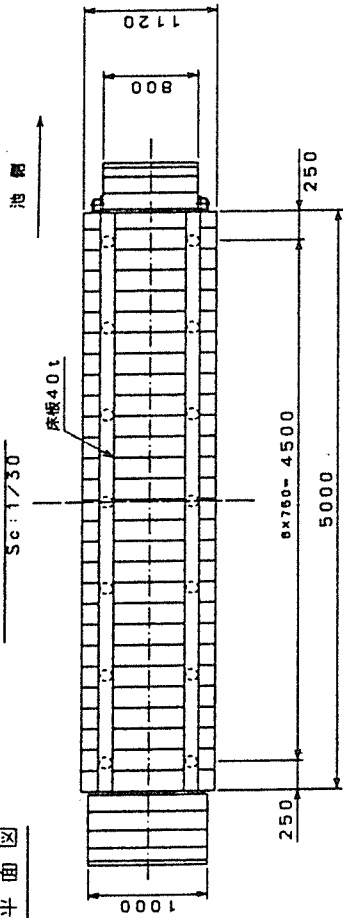


(図3 A案---フレーム詳細図)

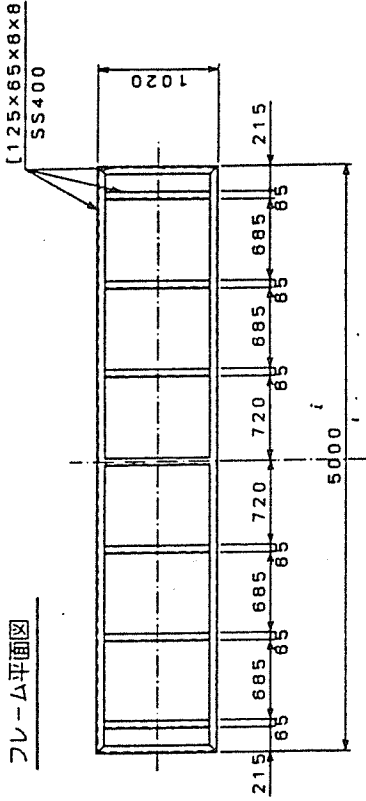
渡り橋詳細図

Sc:1/30

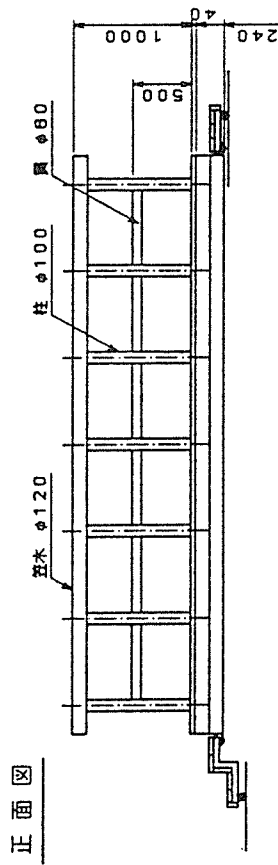
平面図



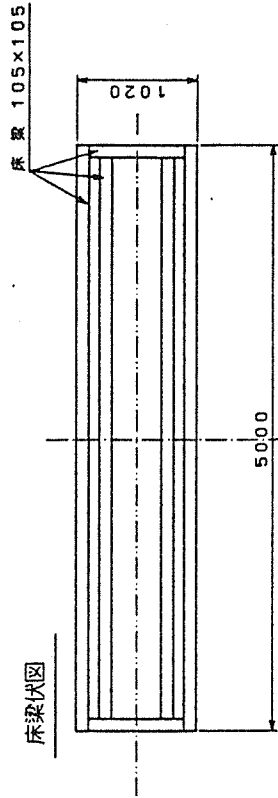
フレーム平面図



正面図

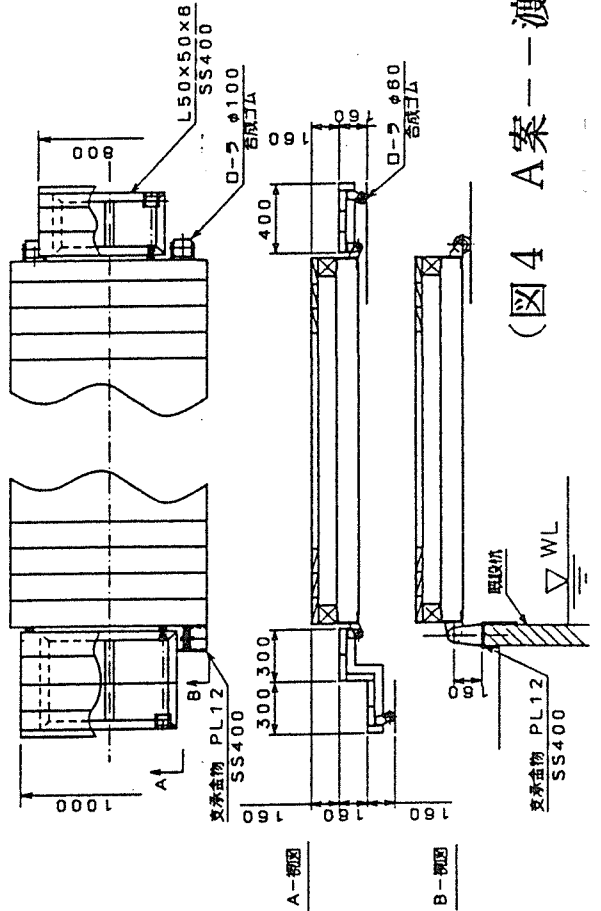


床梁伏図



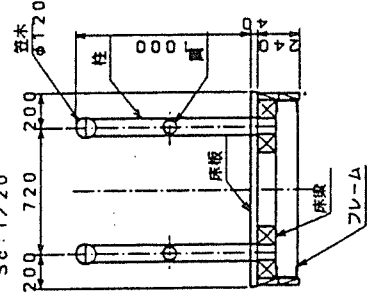
ステップ詳細図

Sc:1/20



断面図

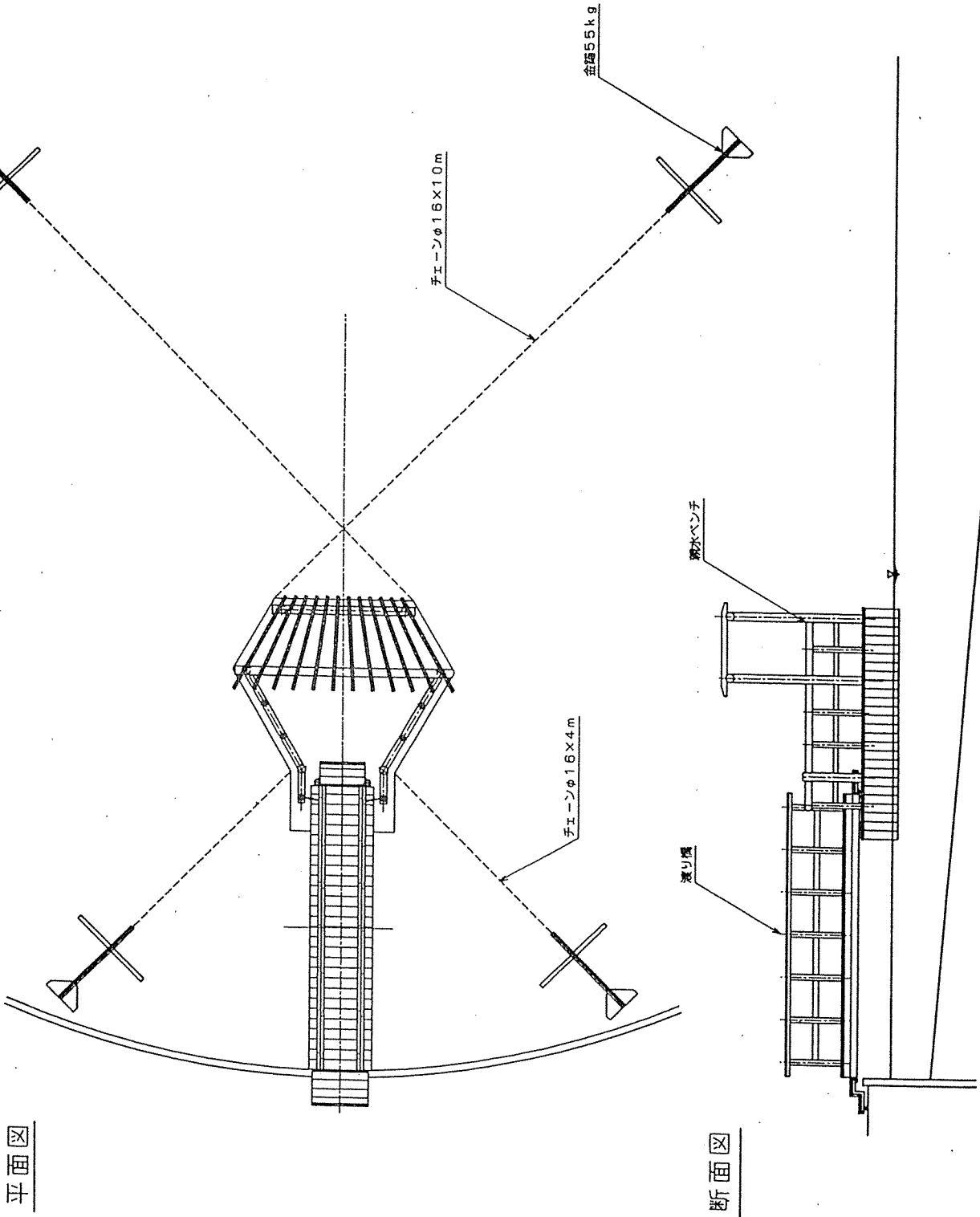
Sc:1/20



総重量:約1.0ton

(図4 A案——渡り橋詳細図)

全体図

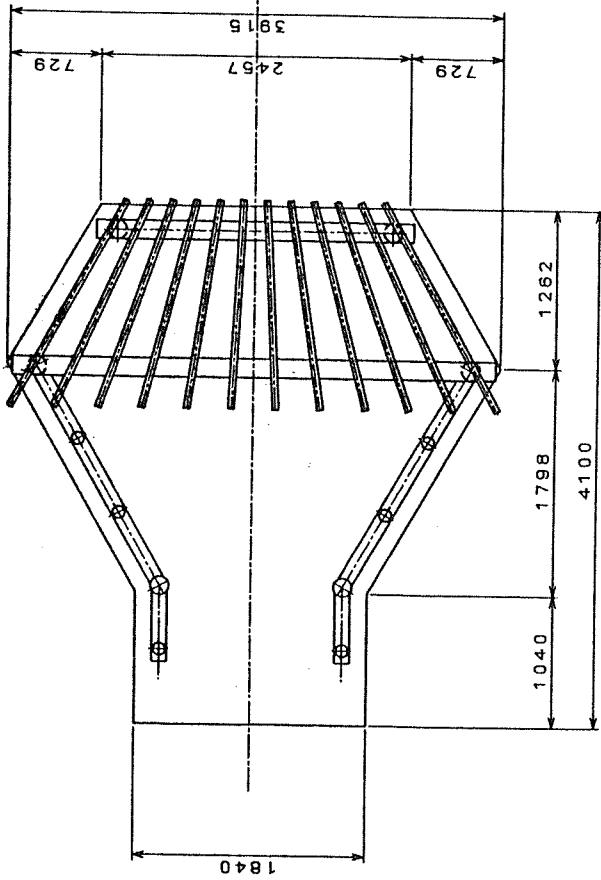


(図5 最終設計図一—全体図)

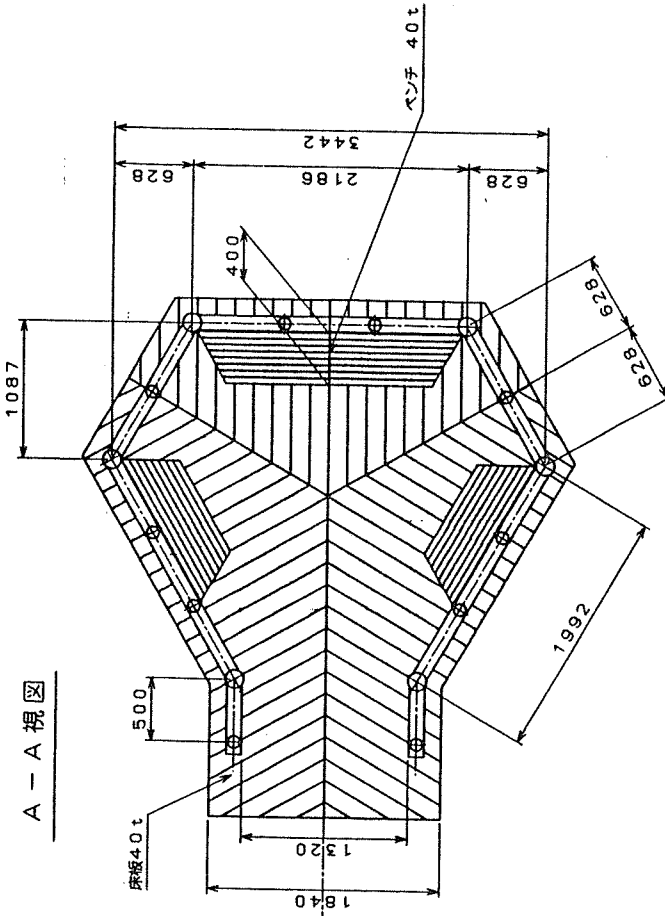
親水ベンチ詳細図

Sc: 1/30

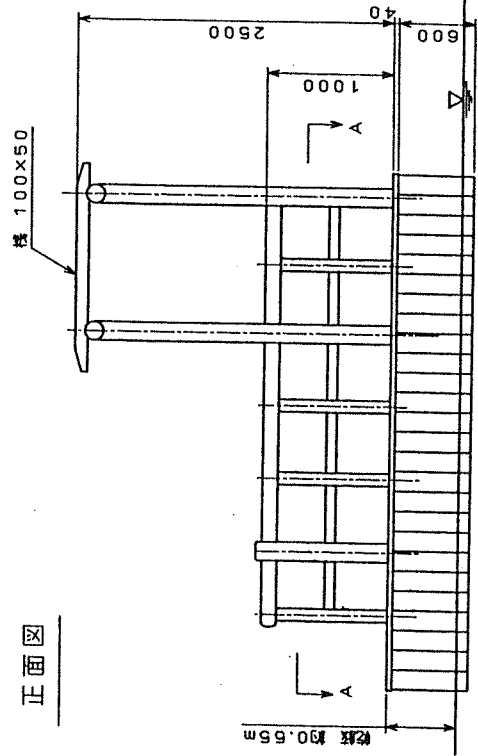
平面図



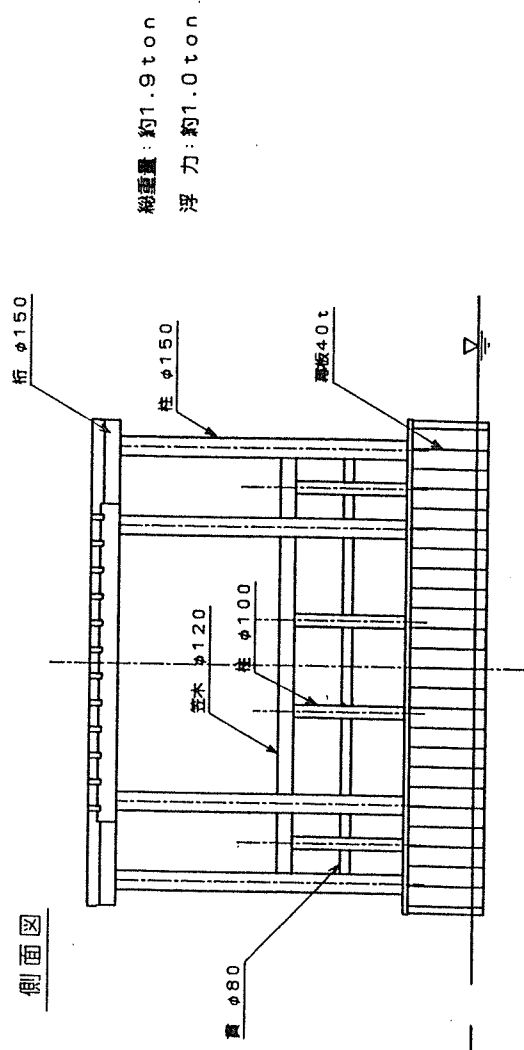
A-A 視図



正面図



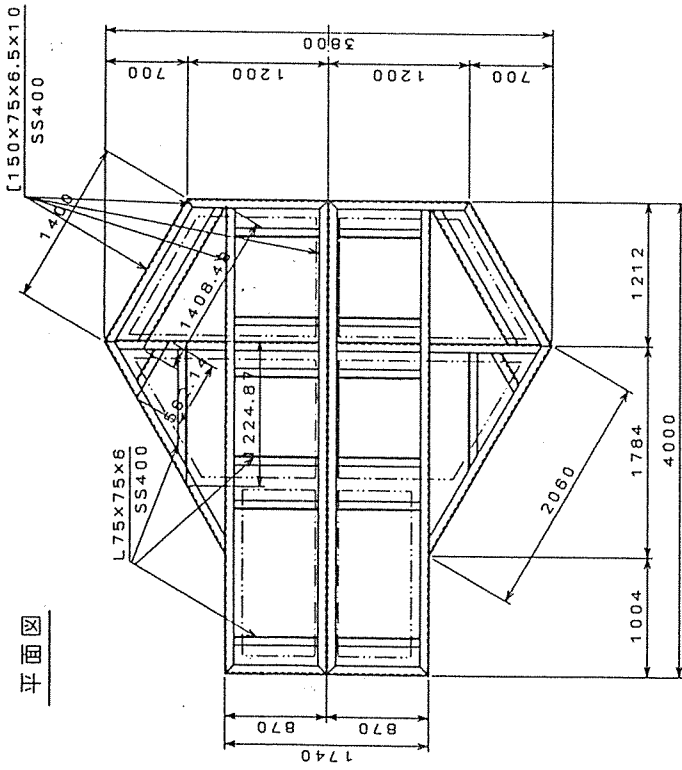
側面図



(図6 最終設計図——親水ベンチ詳細図)

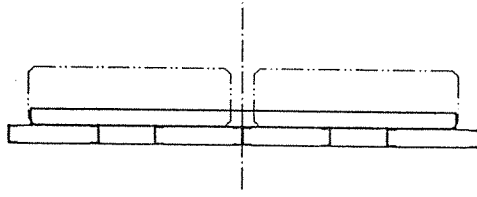
フレーム詳細図
Sc:1/30

* 材料は溶接面はめきを施す。

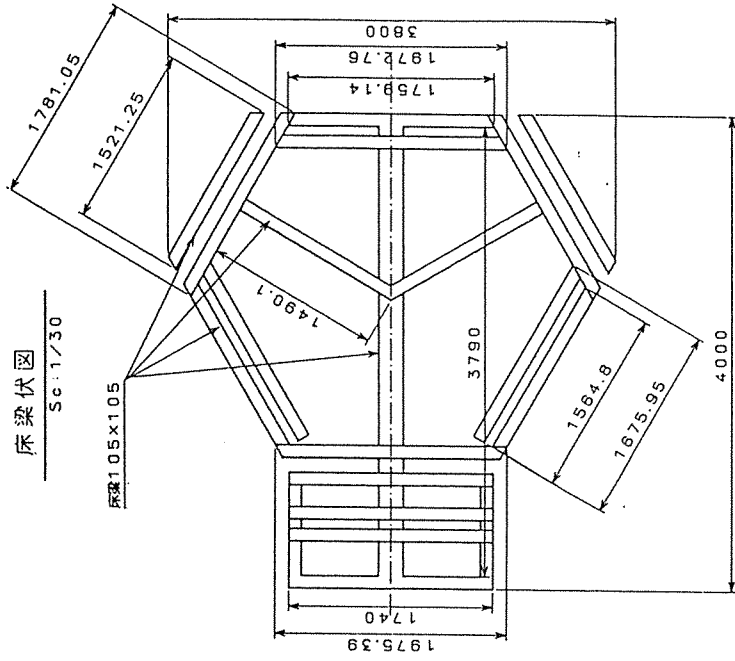


平面図

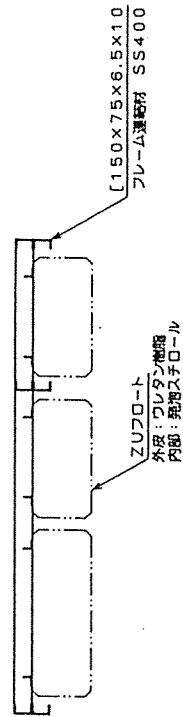
断面図



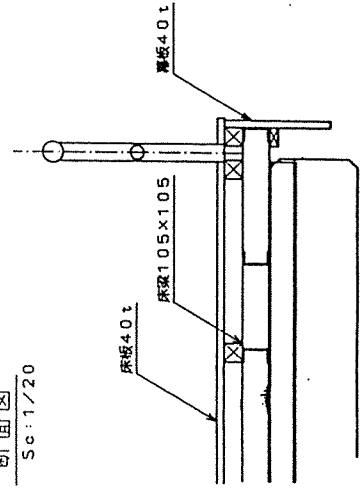
床梁伏図
Sc:1/30



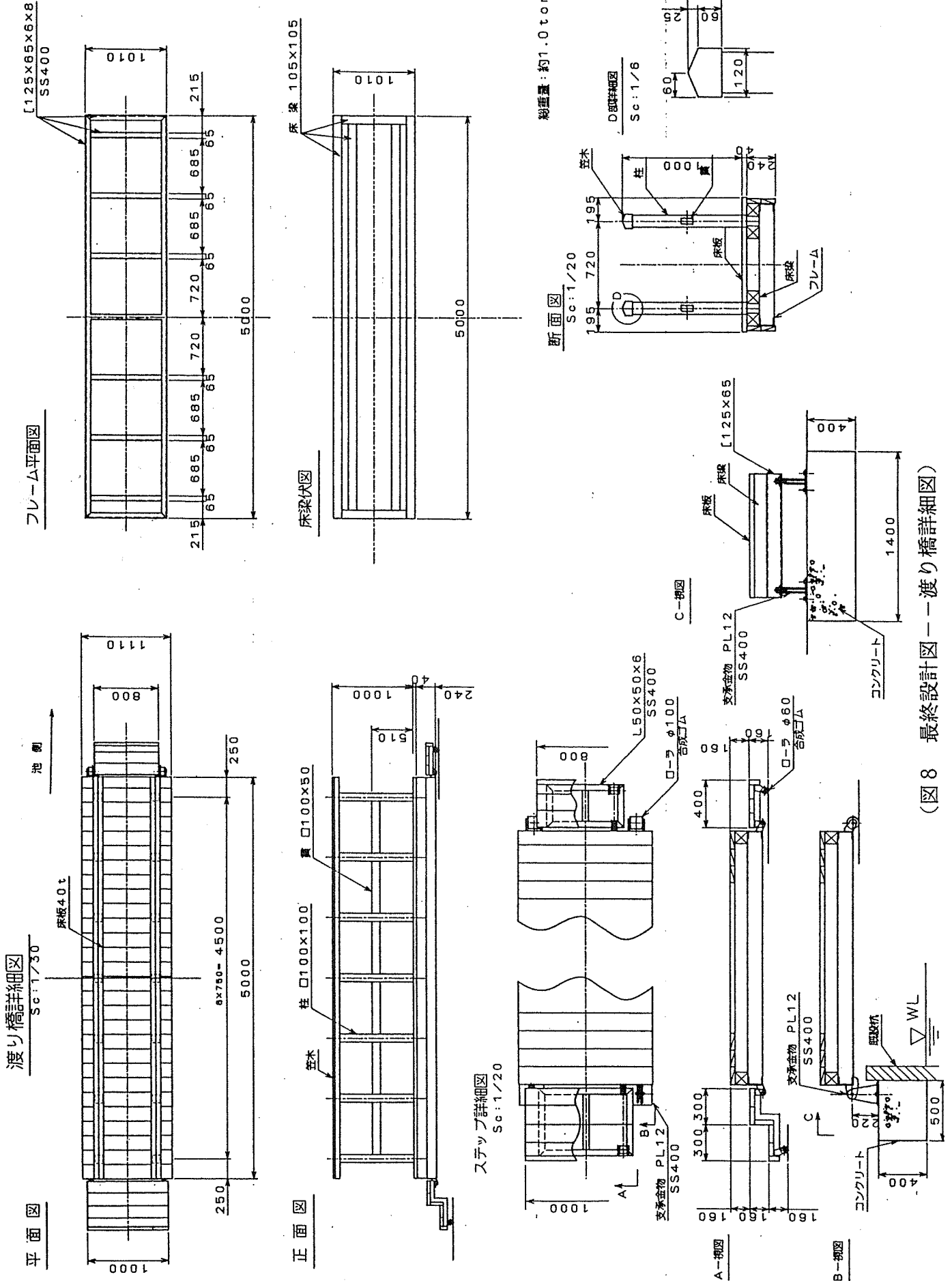
断面図



断面図
Sc:1/20



(図7 最終設計図---フレーム詳細図)



総重量: 約1.0 ton

(図8 最終設計図—渡り橋詳細図)

6. 施 工

6. 1 木材の加工

- (1) 木材は、国産スギ材とし腐れのない通直材を選定使用した。
- (2) 角・板材は、乾燥による収縮、曲り等を見越し、歩増し寸法を付して荒挽きした。
- (3) 丸棒材は、丸太の表面を一定に丸く削り、サンダーを掛けて所定の寸法に仕上げた。
- (4) 設計図書に基づき各部材に加工位置を示すケガキ線を記入した。
- (5) 加工は、寸法切断→ホゾ、ホゾ孔加工→彫込み・孔あけ→表面のサンダー仕上げ→木口の面とりの手順で行った。

6. 2 部材の仮組み、運搬

- (1) 加工を終了した部材は、次の手順で仮組立てを行い不突合部分を調整した。根太材を図面に従い配置組立てる→パーゴラ及び手すりの棧、桁、笠木を取付ける→床板を設計図に従い切断しながら配置する。
- (2) 仮組み後、それぞれの部材に合番号を付けながら丁寧に解体した。
- (3) 解体した部材は、適度の大きさに梱包しトラックの積込みに際しては、損傷が生じないようにあて木で保護するとともに、防水テントで覆い運搬した。

6. 3 防腐及び乾燥処理

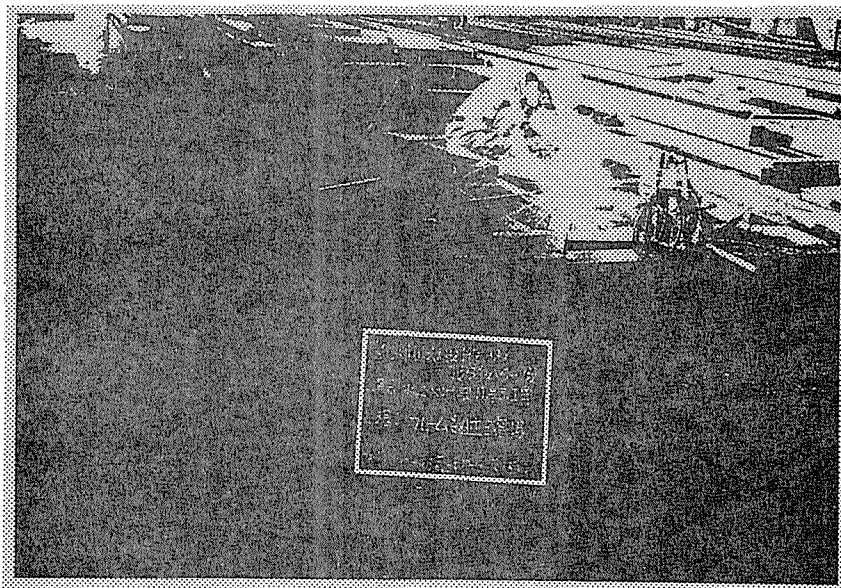
- (1) 荷卸しされた部材は、梱包をバラして1本ずつ高周波式水分計（当センター認定品）により含水率を測定し、30%以上のものと30%以下のものに区分した。含水率の測定は、節、割れ、腐れ等の欠点がない箇所を選び、一本につき4箇所以上測定し平均したものを採用している。
- (2) 含水率が30%を超える部材にあっては、人工乾燥により含水率が30%以下になるまで乾燥した。
- (3) 含水率が30%以下となった部材は、次の条件で防腐処理を行った。

	(株) ザイエンス	大建工業 (株)
使用薬剤	ペンタキアニュー-BM (AAC系防腐剤)	α ウッド処理薬剤
処理条件	前排気600 mm Hg , 0.5 時間 加 圧 15 kg/cm ² , 7 時間 後排気600 mm Hg , 0.5 時間	減圧 20 Torr 1 時間 浸漬 0.5 時間 加圧 10 kg/cm ² 5 時間

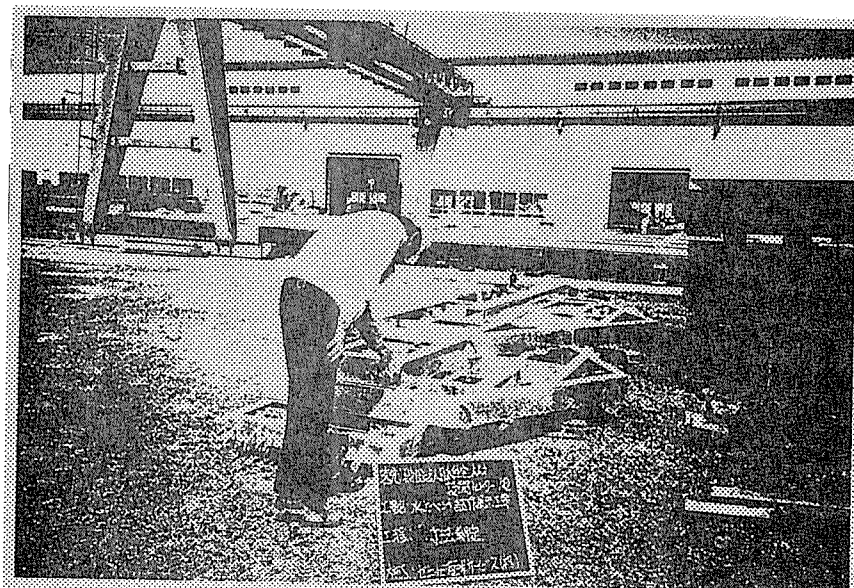
(4) 防腐処理を行った材料は、棧積みし養生及び天然乾燥を行い仕上がり含水率を25%以下とした。ただし、 α ウッド処理材については人工乾燥とした。

6. 4 フレームの製作

- (1) 親水ベンチおよび渡り橋のフレームの材料は「SS400」を使用し、溶接構造とした。
- (2) 設計図に基づいて別途製作図を作成し、これによって「材料切断」、「孔明け」、「組立溶接」を工場内で行った。
- (3) 親水ベンチフレームは、輸送上、2分割で製作した。
- (4) フレームは、防食処理として、溶融亜鉛めっき(JIS VH HDZ55)を施した。



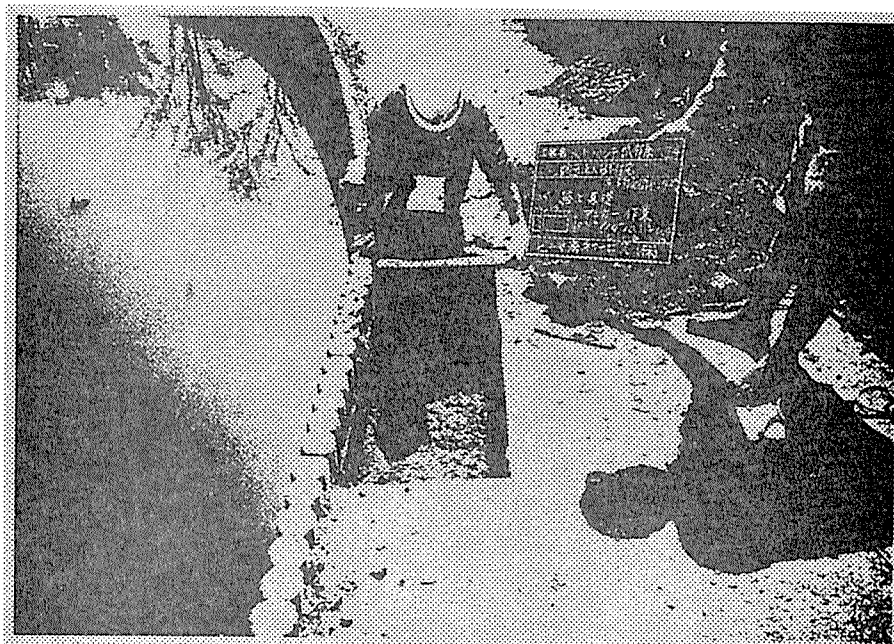
(フレーム工場製作)



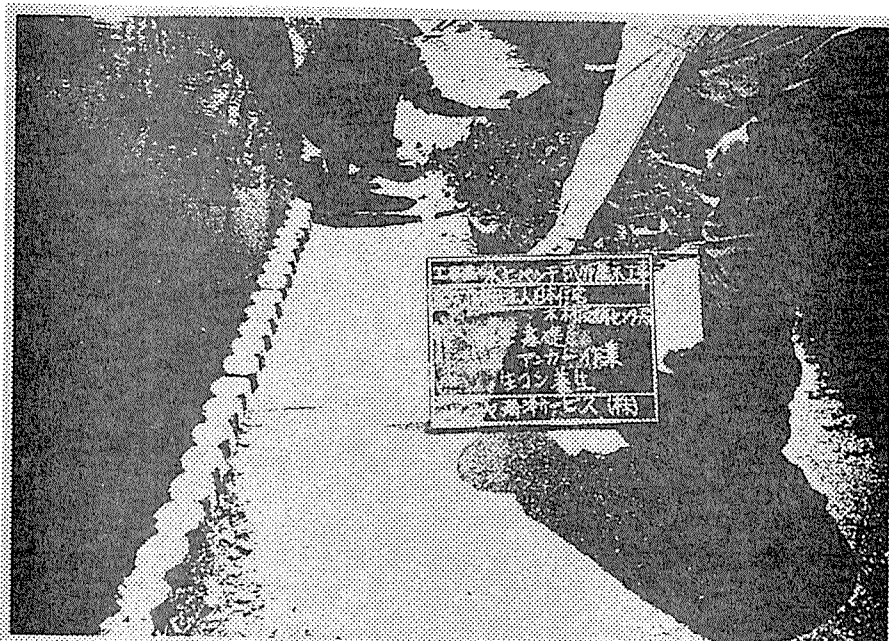
(フレーム工場製作完了)

6. 5 基礎工事

- (1) 親水ベンチの設置位置を設計図に基づき位置出しし、基礎位置を決定した。
- (2) 路面舗装をカッターで切断し、路床土を所定の寸法（幅、奥行、深さ）に掘削し、コンクリート（160-8-25）を打設した。
- (3) 発生した排土は、産業廃棄物として処理した。



(基礎工事－掘削)

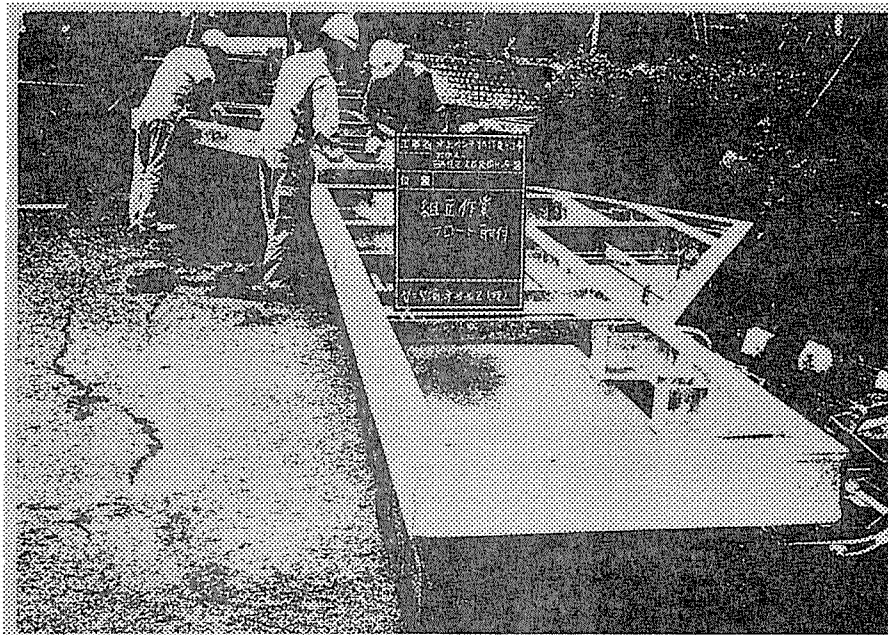


(基礎工事－コンクリート打設)

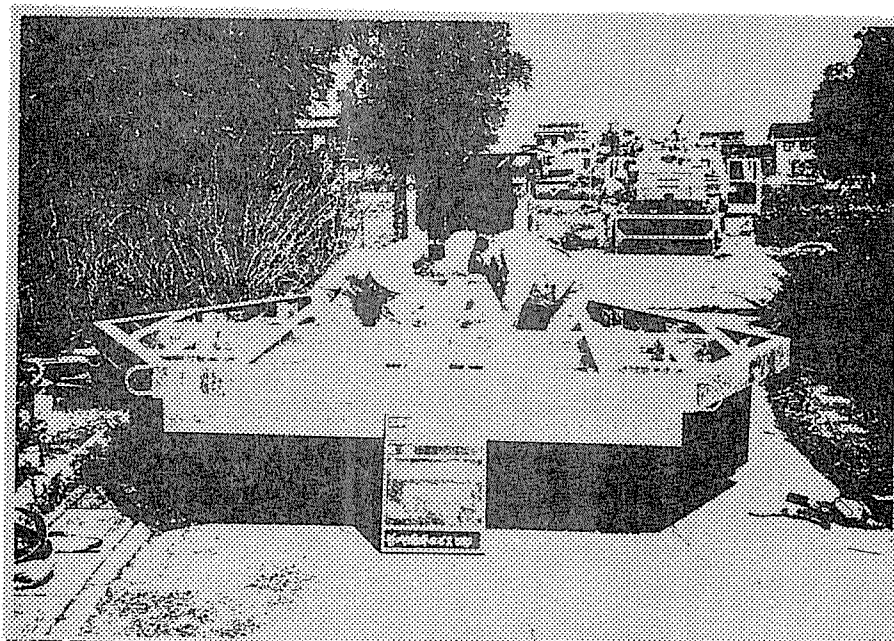
6. 6 組み立て

(1) 親水ベンチの現地組み立て

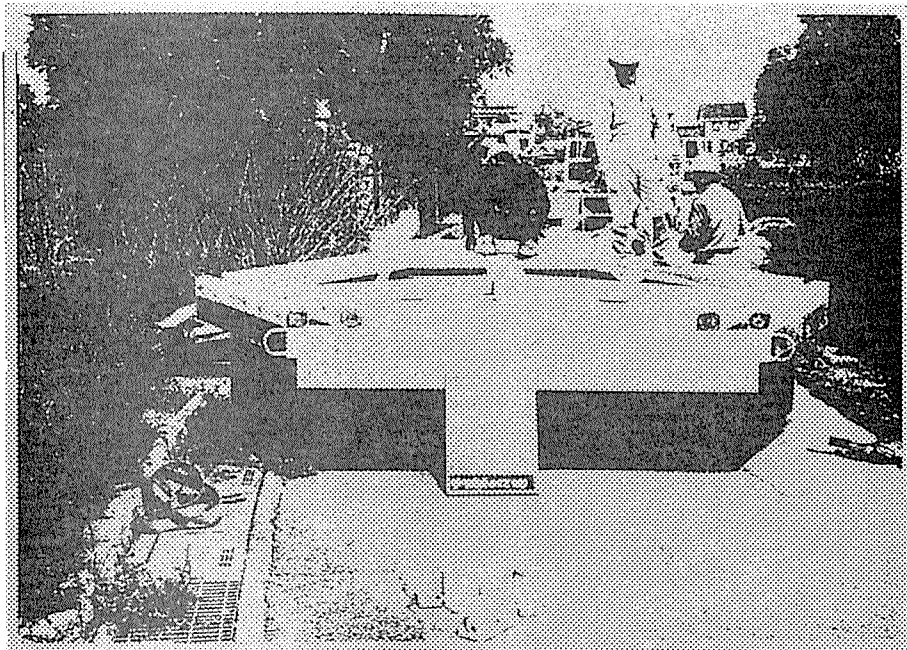
- 1) 分割製作した各々のフレームにフロートを取り付け、溝形鋼をボルトで結合し一体化した。
- 2) フロートは、発泡スチロールにウレタン樹脂をコーティングした製品を使用した。
- 3) 組み上がったフレームに床梁をボルト（M12）で取り付け、パーゴラの柱、高欄を建て込んだ。
- 4) 全体寸法を調整しながら、パーゴラ屋根椽を打ち付けた。（釘打ち）
- 5) 床梁上に床板を敷き並べ、隙間、端部の面、突き合わせ部の整合を調整し床梁に釘打ちした。
- 6) フレーム下部に幕板をボルト止めし、幕板を釘打ちした。



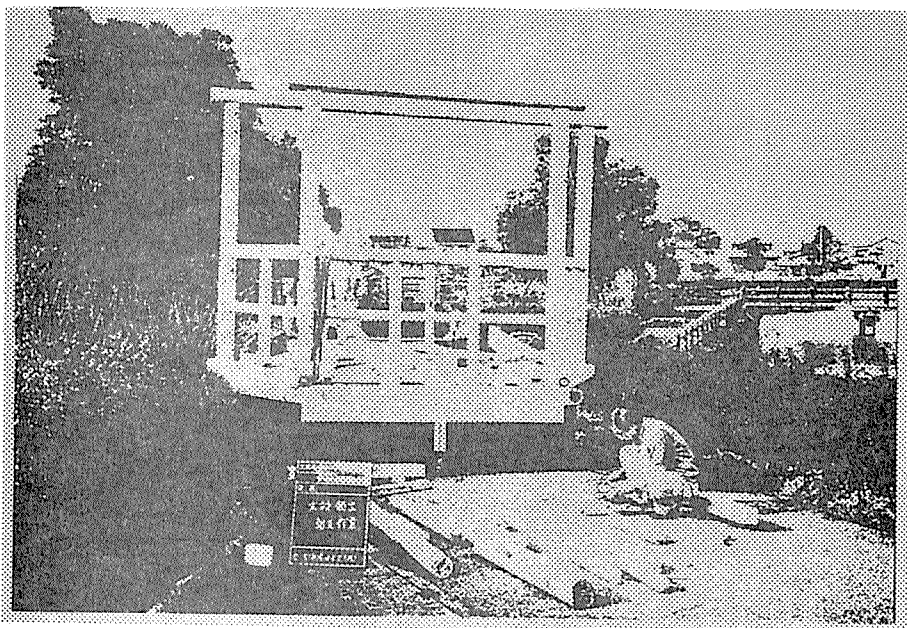
(親水ベンチフレーム組立て作業)



(親水ベンチフレーム組立て作業)



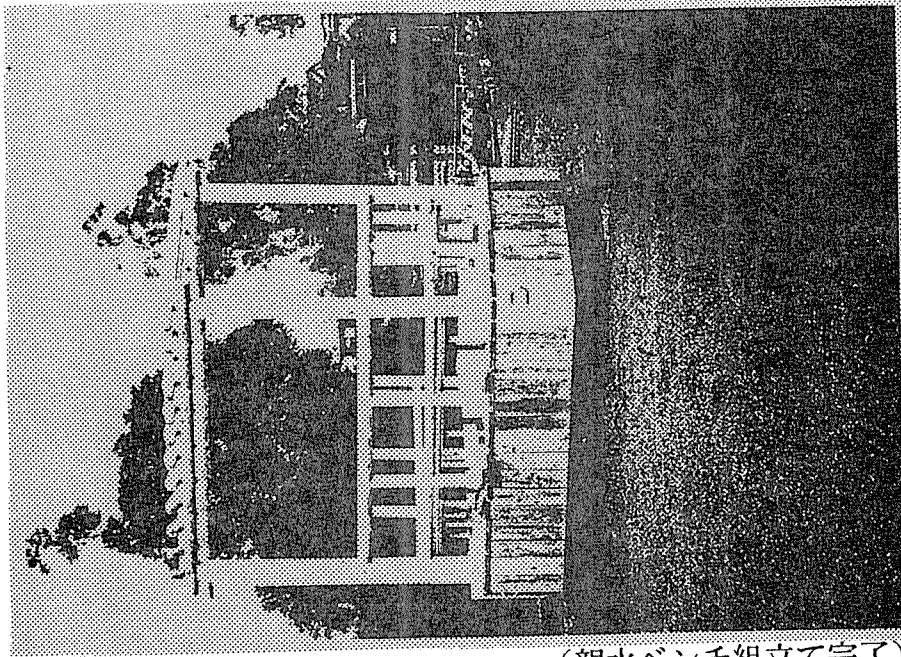
(床梁組付け)



(高欄、パーゴラ建て込み)



(床板張付け)
-273-



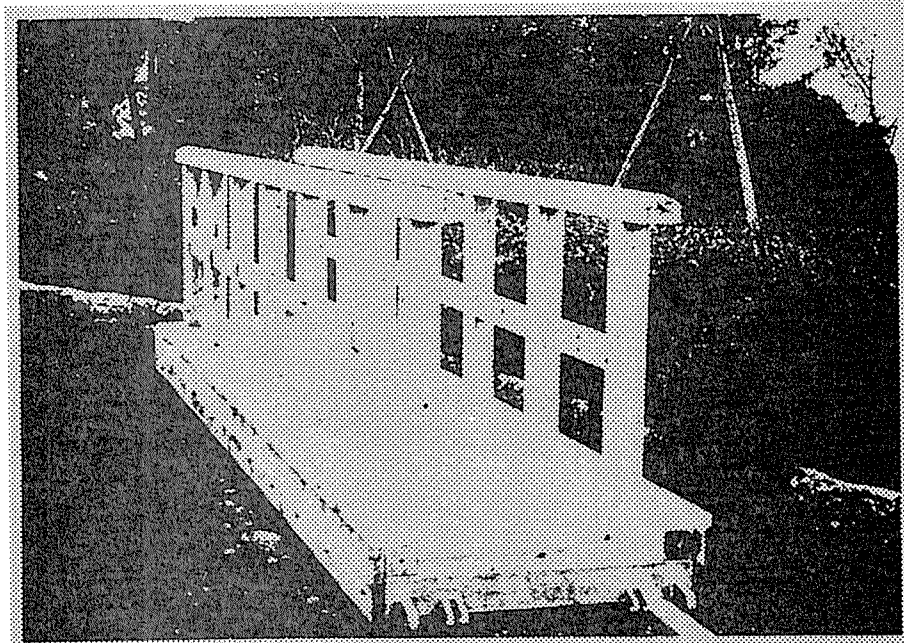
(親水ベンチ組立て完了)

(2) 渡り橋組み立て

渡り橋は、親水ベンチと同様に床梁、高欄の取り付けを行い、床板、幕板を釘打ちした。



(渡り橋組み立て)



(渡り橋組み立て完了)

(3) 床板、幕板材料および釘の種類

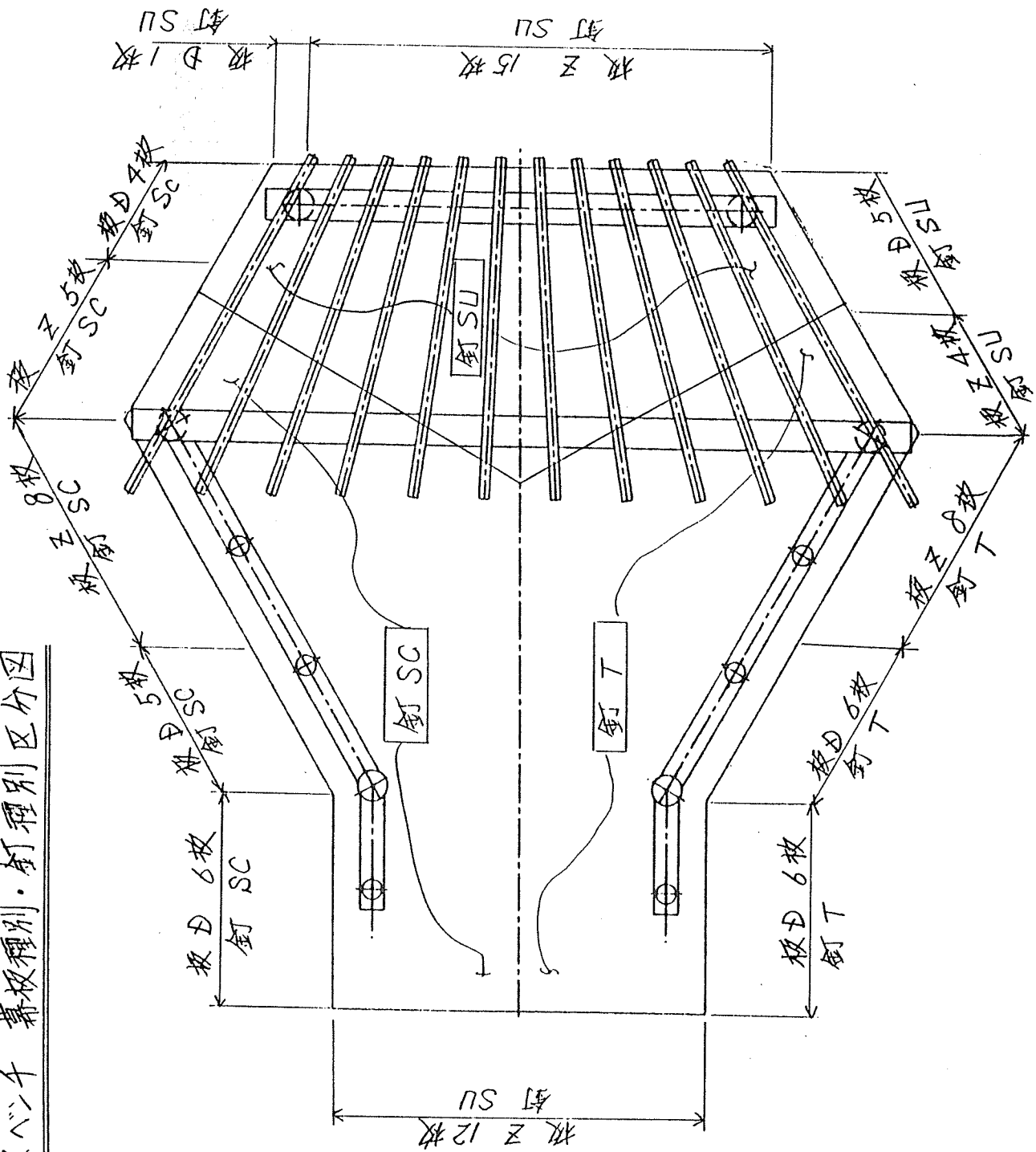
床板及び幕板はスギ(板厚 40mm)を一部比較試験の目的でベイツガを使用している。防腐処理も2種類(防腐処理の詳細は6.3に示す)とした。

釘は、下記規格の3種類を使用した。それぞれの使用区分を図9・10に示す。

釘	鉄丸くぎ	平頭N10×75ℓ	(φ3, 5)
	ステンレス丸くぎ	平頭N10×75ℓ	(φ3, 5)
	スクリューくぎ	N11×75ℓ	(φ3, 0)

(B)

親水ベンチ 幕板種別・釘種別区分図



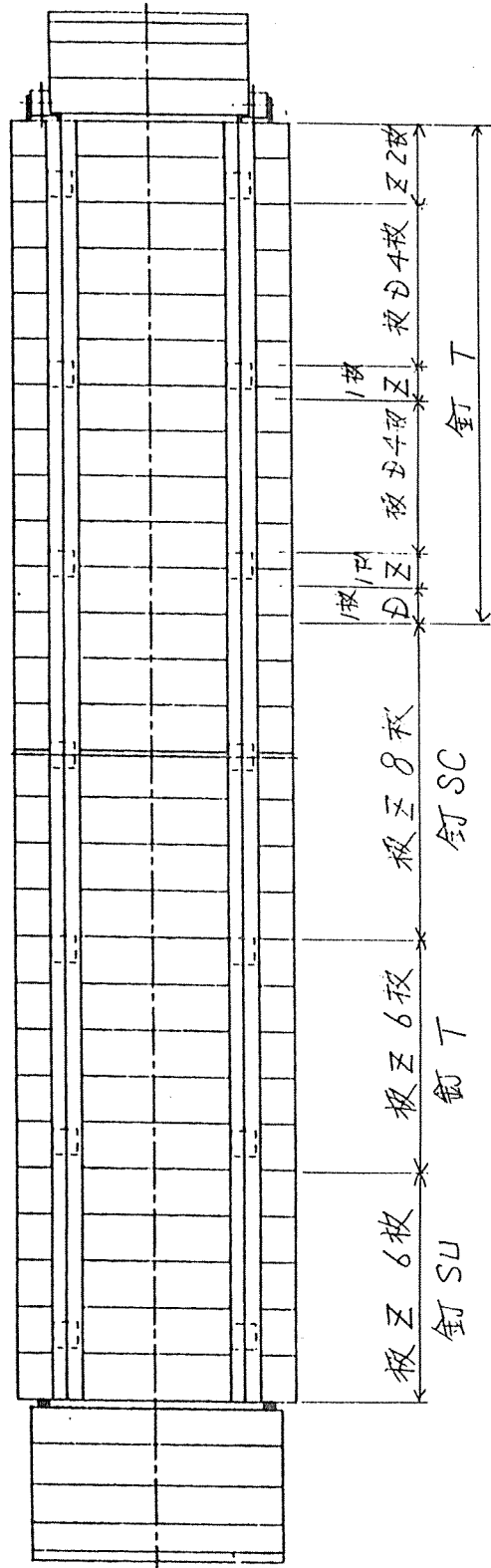
凡例

- 板
- Z: ギヤ仁又防腐加工分
- D: 大建工業防腐加工分
- 釘
- T: 鉄丸くぎ
- SU: スリソ丸くぎ
- SC: スクリューくぎ(鉄)

(図9 親水ベンチ 幕板種別・釘種別区分図)

③

渡り橋 床板種別・釘種別区分図



凡例

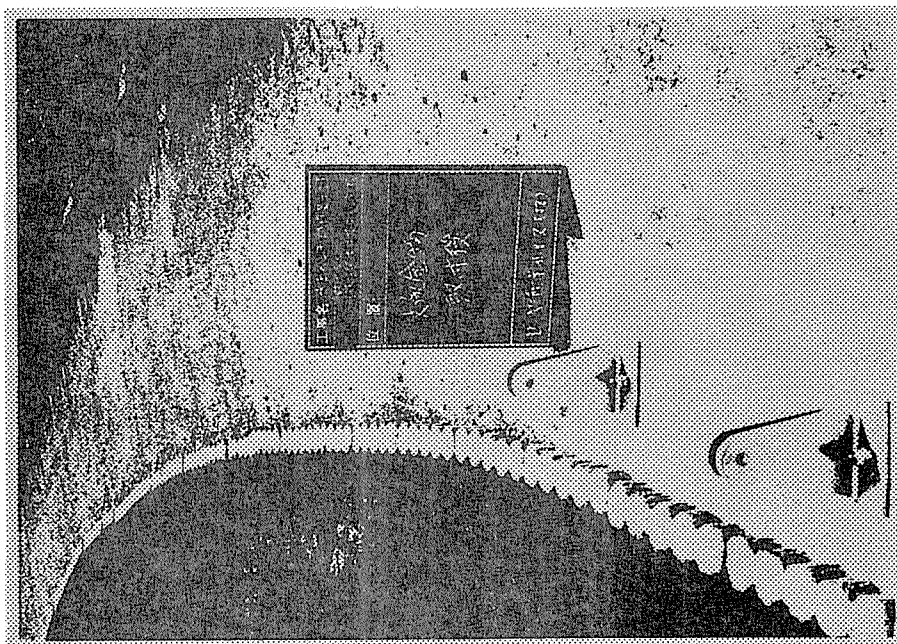
- 板
 - Z; ガイエン及所腐加工分
 - D; 木建工業所腐加工分
- 釘
 - T; 鉄丸くぎ
 - SU; ステンレス丸くぎ
 - SC; ステンレスくぎ(鉄)

(図10 渡り橋 幕板種別・釘種別区分図)

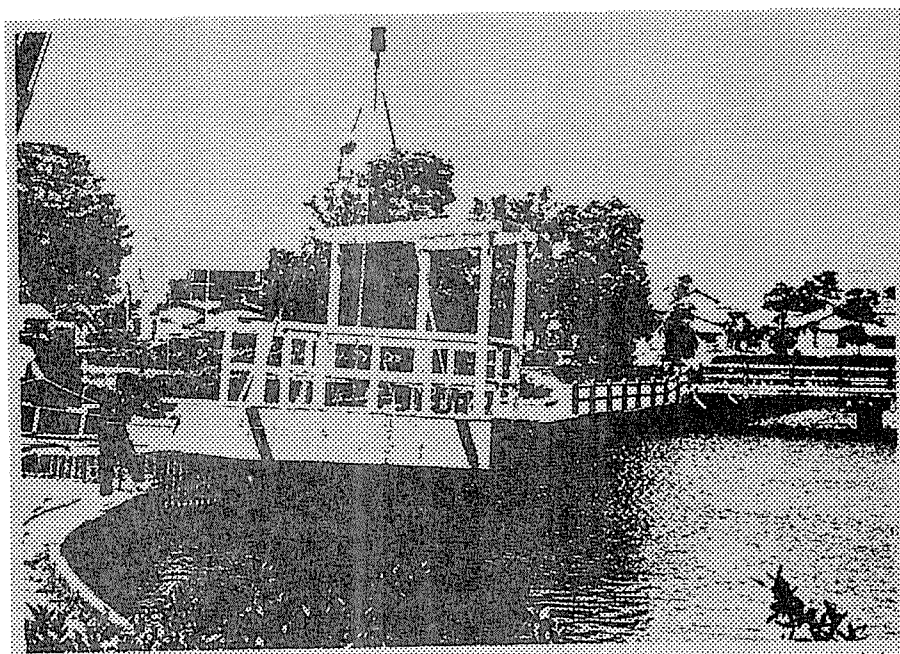
6. 7. 据え付け

(1) 着 水

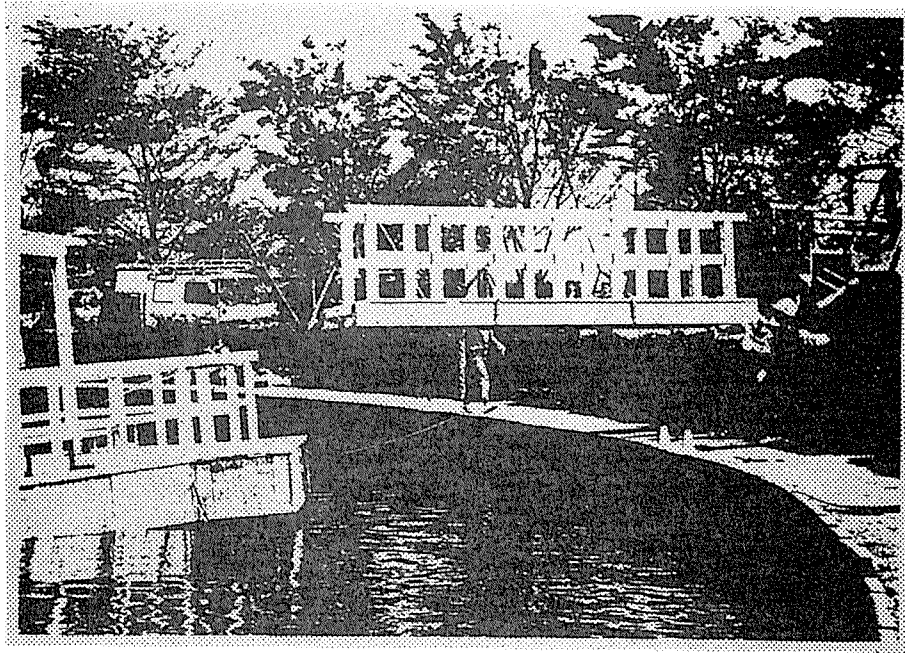
- 1) コンクリート基礎に渡り橋支承金物をケミカルアンカーボルト（M16、SUS304）で取り付けた。
- 2) 組み上がった親水ベンチをトラッククレーンで吊り上げ、池内に着水し、渡り橋を仮架けした。



(渡り橋支承金物)



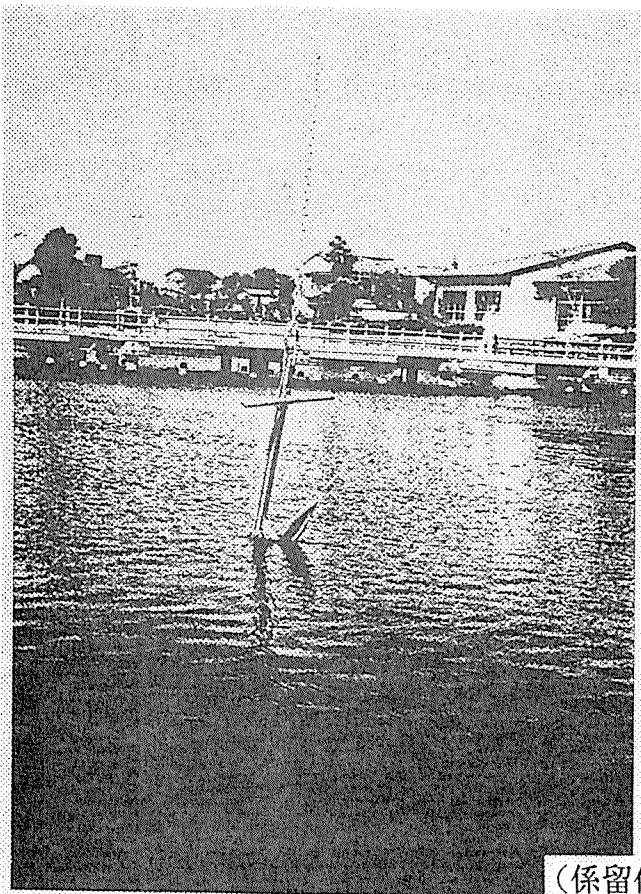
(親水ベンチ着水)



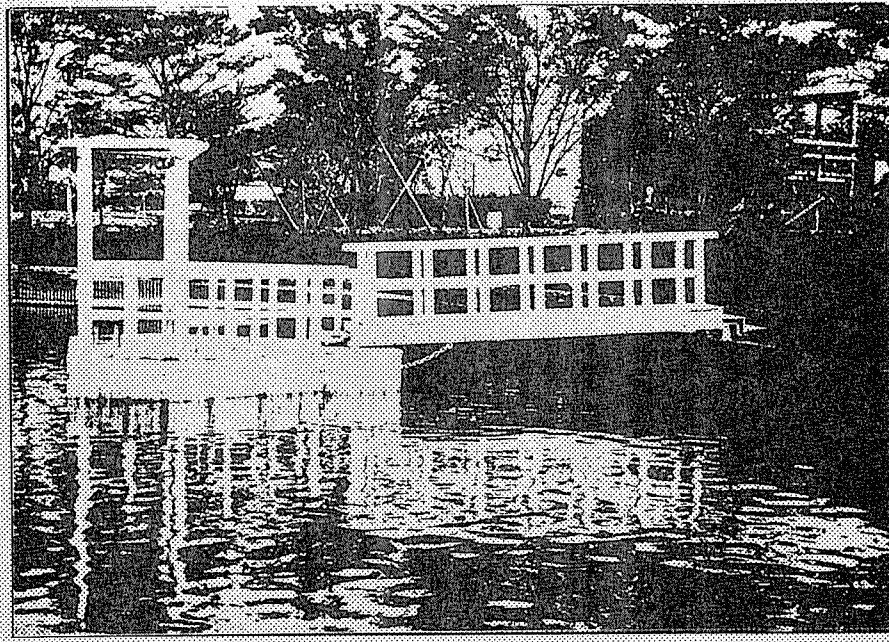
(渡り橋架設)

(2) 係 留

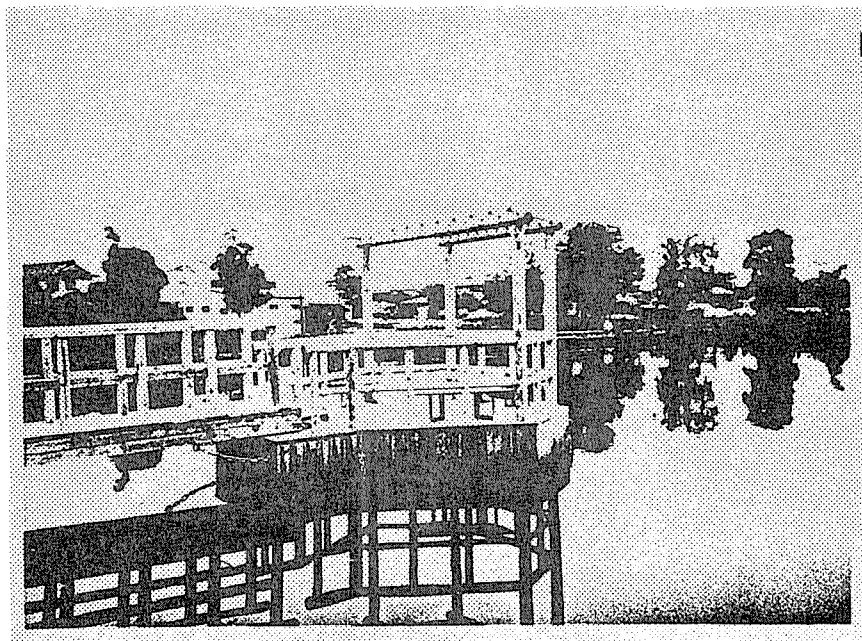
- 1) 金錨にチェーンを連結したものをラフタークレーンで吊り上げ、池底に投錨し、チェーンの片端をシャックルで親水ベンチ係留環に連結した。
- 2) 親水ベンチの位置を調整しながら残り3点の金錨を投錨した。



(係留作業)



(据え付け完了)



(据え付け完了)

6. 8 木部塗装

木部の変色、退色を防ぐ目的で下記により防護塗装を行った。

使用塗料

製品名	シッケンズ木材保護塗料 セトールHLS
製造元	アクソコーティングB.V (サッセンハイム、オランダ)
総代理店	ジャーディンマセソン(株) 東京都港区新橋1-3-12 日石本館3階

塗装部位

親水ベンチ	床板、高欄、パーゴラ、ベンチ(幕板は除く)
渡り橋	床板、高欄(幕板は除く)

塗装方法

刷毛塗り	2回(塗装間隔約20時間)
------	---------------

第2章 試作舗装の利用状況と経過観察

1. 目的

歩行を主とした木製舗装にあつては、歩行者が常に安全で且つ快適な歩行感が得られるものでなければならない。そのためには、路面が平坦性を保ち、滑らず、足当たりが良く、見た目にも優しいことが要求されるであろう。これらの視点に着目して、昨年度に試作展示した木製舗装が経時的にどのような変化をもたらすかを測定し、今後の技術的な面での検討資料を得ようとするものである。

2. 調査対象

平成3年度にウッディランド東京管理事務所前に試作展示した舗装（江東区潮見、1992年3月27日竣工）を対象とする。コンクリートを基層とし、次の4タイプの材料により表層が構成されている。木レンガはいずれも金属フレームに装着されてユニット化され、表面には施工の際に澆水性着色剤（BCナチュラル）が塗布された。

木レンガ；ヒノキ木口面タイプ、90×90×40（以下木レンガaという。）

木レンガ；ヒノキ板目面又は柃目面タイプ、90×190×40（以下木レンガbという。）

木レンガ；ヒノキ板目面又は柃目面タイプ、90×590×40（以下木レンガcという。）

自然石；花コウ岩の切り石を不整形に割ったもの

舗装全体の面積は約100㎡である（図1）。

また比較対照するために、平成2年度に性能実験に用いた東京農業大学構内の試験舗装区（世田谷区桜ヶ丘、竣工1990年10月24日）についても調査した。これは、木レンガ、洗い出しコンクリート平板、自然石、アスコン、レンガ、タイルにより表層が構成されている。木レンガはヒノキ木口面タイプ、90×90×40にニューBMにより防腐処理した木レンガAと同じくクレオソートにより防腐処理した木レンガBがある。各舗装の面積は3.3㎡である（図20）。

3. 調査項目

ウッディランド東京の試作展示舗装における調査項目は次のとおりである。

- ①利用実態調査
- ②目視及び写真観察
- ③アンケート調査

- ④含水率調査
- ⑤弾力性調査
- ⑥摩擦係数調査
- ⑦変退色調査
- ⑧輝度調査
- ⑨その他（木レンガピースの移動）

なお東京農業大学構内の試験舗装に関しては項目⑤⑥⑦⑧のみ調査する。

4. 調査結果

4.1 利用実態調査

ウッディランド東京にて1992年10月25日（日）11:00～15:00における試作舗装の通行人数と動線を調査した。動線は目視により図面に記入した。当日はウッディランド東京を会場としてイベント（こどもフェスティバル）が行われ、家族連れの来場者が多く、天候は晴れであった。

通行人数は、延べ 393人で1時間当たり平均98人であった。会場への主な通路ではないにもかかわらず比較的多数の通行があった。利用者の動線は図1のとおりである。

また利用状況の一例を写真1に示す。文字彫り込みの木レンガcのピースや自然石の部分は、舗装のワンポイントデザインであるが、歩行者がそこに視線を向けている様子が観察され、デザインが効果をあげていると言えよう。なお管理事務所前であるから、人の歩行のみならず、駐車場としての利用もあった。

4.2 目視及び写真観察

あらかじめカメラアングルを決めておき、舗装の全景と材料のタイプ別に1992年6月9日、6月27日、8月6日、9月27日、12月6日にカラー写真撮影をした。

代表的なものを写真2～4に示す。目視または撮影した写真によって明確にわかるほどの、木レンガのピースの水平的、垂直的な位置の移動は見られず、構造物としては安定している。

ただし、木レンガcのピースの一部にがたつきが発生しているほか、木レンガaのピースには、かなりの干割れが見られ、そのごく一部には、欠けも見られる。また各木レンガピースの変退色はカラー写真によっても明らかなほどである。

図1 ウッディランド東京 試作舗装・利用者の動線と通行量

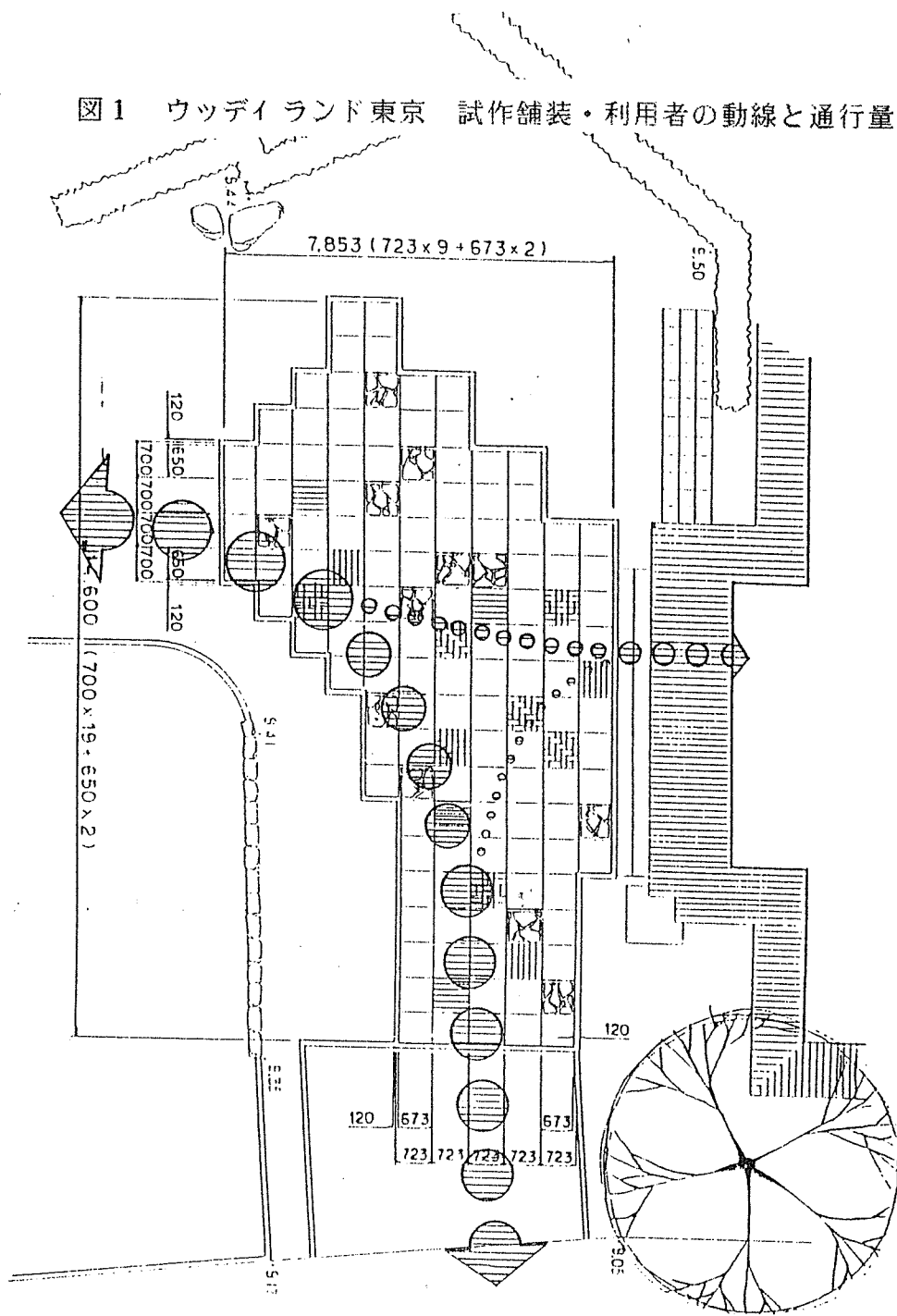


表1 ウッディランド東京の試作展示舗装の通行量
(1992年10月25日)

時間	11:00~12:00	12:00~13:00	13:00~14:00	14:00~15:00
人数	98人	121人	73人	101人

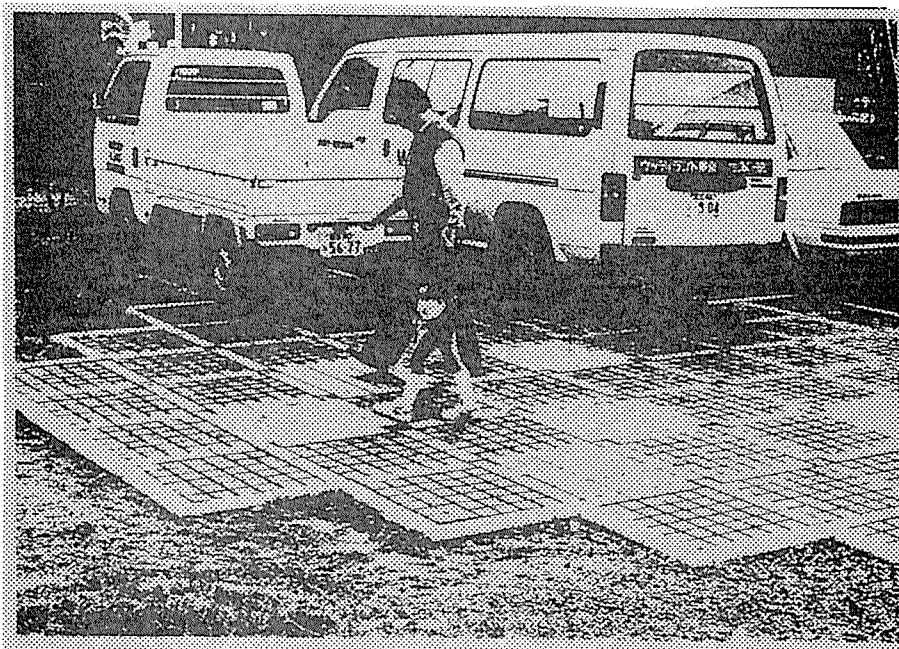


写真1 試作舗装の利用状況 1992.10.25 ウッディランド東京
木レガ C の文字彫り込みのツボポイント・デザインが歩行者に注
目されている。駐車スペースとしても利用されている

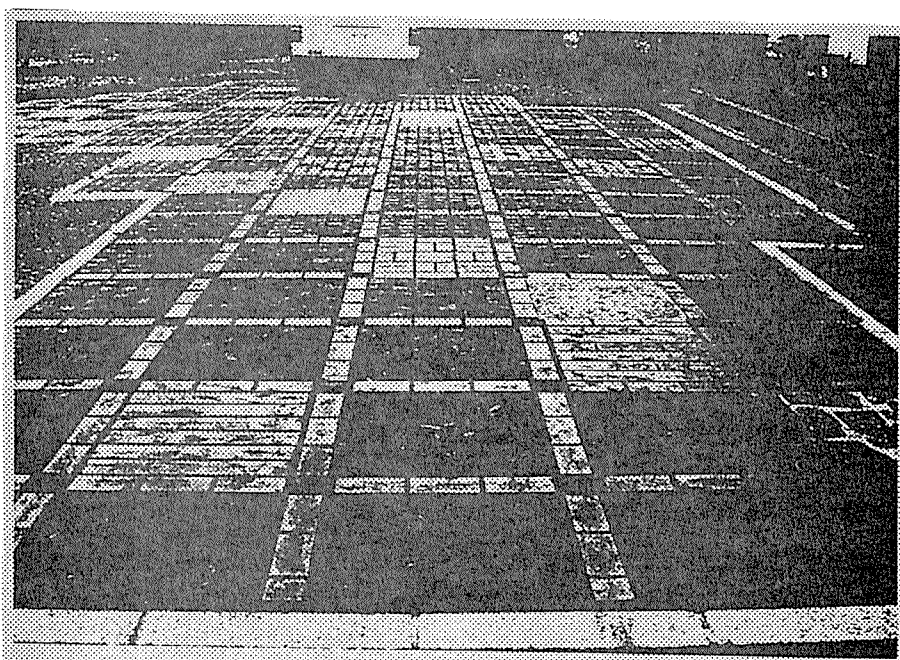


写真2 試作舗装の経過観察 1992. 6. 9 ウッディランド東京
BCカラーの色彩がよく残っている

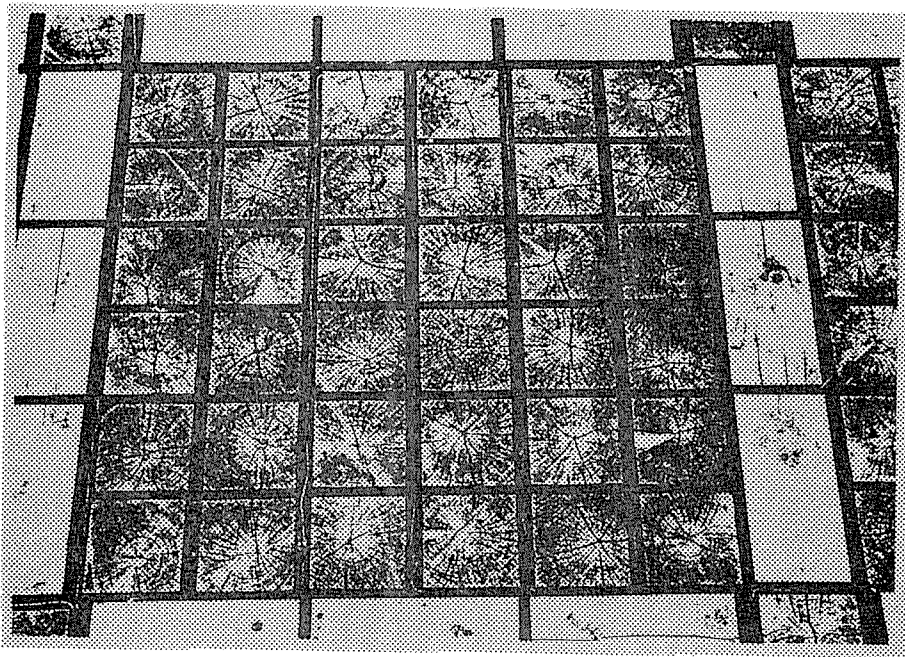


写真3 試作舗装の経過観察 1992.12.6 ウッディランド東京
木レガ a と木レガ b 干割れが目立ち、退色も著しい

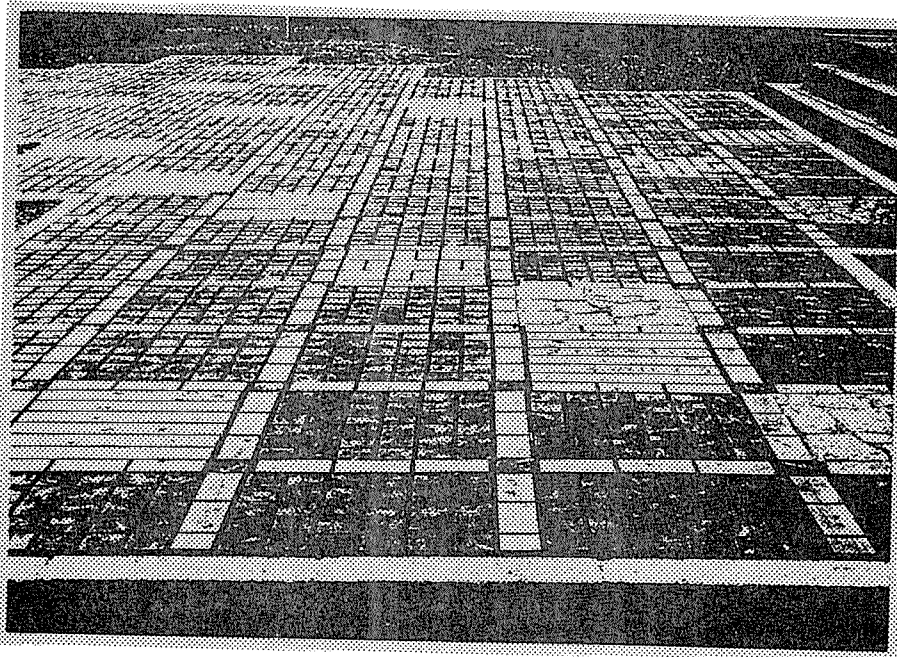


写真4 試作舗装の経過観察 1992.12.6 ウッディランド東京
構造物としては安定している

4.3 アンケート調査

1992年7月25日（土）に、試作舗装の場所で歩行者を対象に、アンケート調査を行った。当日はウッドランド東京を会場としてイベント（アウトドア・フェスタ）が行われ、来場者が多かった。調査は、図2の調査票を歩行人に配布し、その場で記入されたものを回収した。なお当日は舗装の竣工後120日目にあたり、舗装面は乾いて見え、BCナチュラルの色彩がまだかなり残っていた状態であった。

アンケートの回答者は100人で、性別、年齢別の構成は表2のとおりであった。

「歩いた感触はいかがでしたか」の問に対しては、77%が良いと答え、23%が普通と答えてる。木レンガの歩行感が優れていることが伺える。（図3.1～3.3）

「歩き易さ」についての問に対しては、良いとの答えは41%で、普通が51%、良くないとするものが8%あった。歩行感に比し多少評価が悪いようで、今後技術的な面での検討を要する事項と思われる。（図4.1～4.3）

「この舗装をご覧になって、見た目はどう感じましたか。」の問と、「舗装に木を使うことを、どう思いますか。」の問は、自由回答の設問である。二つの設問に対して、似た回答も見られた。表3、表4に回答内容を項目別に分類したが、回答によっては複数の項目に分類してカウントした。それをグラフにしたのが図5.1～6.2である。

おおむね良い評価が得られたと考えてよいと思われる。特に「舗装に木を使うことを、どう思いますか。」の問に対し、『大変良い、とても良い』『良い』の回答が多く得られたことは、積極的評価として受けとめて良いであろう。歩き易さについて『良くない』と回答した人も、木製舗装のすべてに否定的な訳ではなかった。また、わずかな数ではあるが歩きにくさへの懸念、ことに婦人のハイヒールでの歩行や降雨時の滑り易さへの懸念が示されていることに注目すべきであろう。しかし、アンケートの回答者にハイヒールを履いている人はいなかった。

「この舗装をどんなところに使ってみたいと思いますか。」の問は、複数回答で、男女で回答にやや異なる傾向が見られ、歩行者系の舗装として認識されており、その回答は、木製舗装の用途の現状が追認された形になった。またパブリックなスペースへの利用の期待が、プライベートなスペースへのそれを上回っている。

ただし、より日数が経過した時点や季節・天候の異なるときにアンケートを行った場合、結果が必ずしも今回と同様になるかどうかはわからないと考えられる。

図2 質問用紙

ウッドイランド東京における木製舗装の試作展示に関するアンケート調査

この木製舗装についておうかがいします。

項目に○印をつけてお答えください。

()内は文章でお答えください。

◎ 歩いた感触はいかがでしたか。

・良い ・普通 ・良くない

◎ 歩き易さについてはいかがでしたか。

・良くない ・普通 ・良い

◎ この舗装をごらんになって、見た目はどう感じましたか。

()

◎ この舗装をどんなところに使ってみたいと思いますか。

(○はいくつでもけっこうです。)

・公園 ・広場 ・車道 ・歩道 ・庭

・玄関まわり ・門まわり ・駐車場 ・ハイキングコース

・その他 ()

◎ 舗装に木を使うことを、どう思いますか。

()

◎ おそれいりますが、あなたのことをお答えください。

性別： 男 女

年齢： () 歳

履物： ()

ご協力ありがとうございました。

(財) 日本住宅・木材技術センター

図3.1 歩いた感触は
(全体)

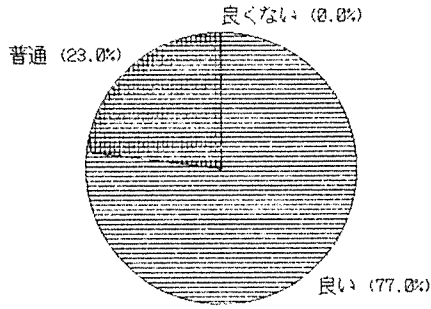


図4.1 歩き易さは
(全体)

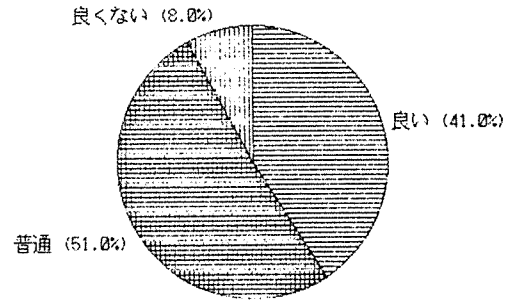


図3.2 歩いた感触は
(男)

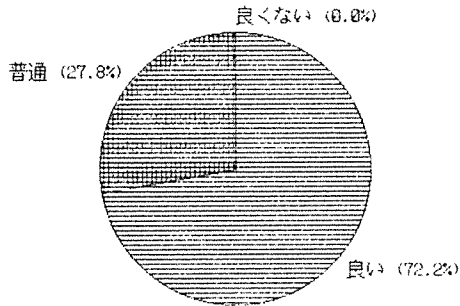


図4.2 歩き易さは
(男)

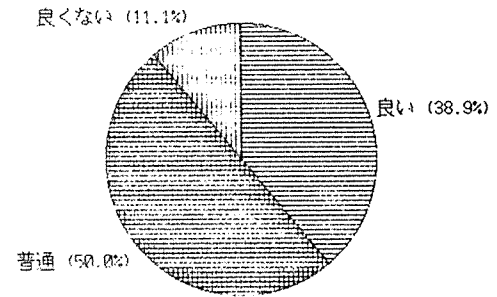


図3.3 歩いた感触は
(女)

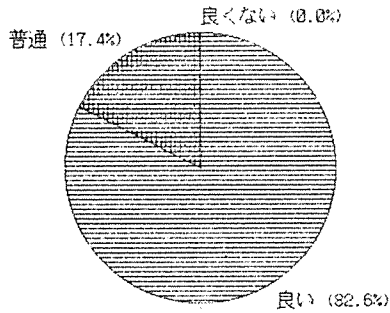


図4.3 歩き易さは
(女)

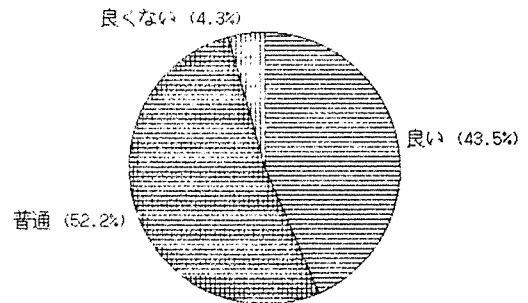


表2 回答者の性別、年齢別構成

	～19歳	20～29	30～39	40～49	50～59	60～69	70～	計
男	1	8	13	18	8	5	1	54
女	1	11	15	12	5	1	1	46
計	2	19	28	30	13	6	2	100人

表3 「この舗装をざらんになって、見た目はどう感じましたか。」 (自由回答)

回 答	回 答 数		
	男	女	計
良い	20	5	25
きれい・美しい	5	6	11
自然な感じ	2	4	6
やさしい	2	3	5
やわらかい	3	2	5
おしゃれ	0	3	3
デザインへの良い評価	2	1	3
心がなごむ	2	1	3
足の感触が良い・裸足で歩きたい	1	1	2
くふうしている・苦心している	2	0	2
ふつう	1	1	2
あたたかい	1	1	2
すずしげ	0	1	1
すばらしい	1	0	1
おもしろい	0	1	1
耐久性、維持管理への懸念	1	3	4
木に見えなかった・コンクリート、レンガかと思った	2	1	3
きたない・あまりきれいでない	0	3	3
デザインへの改善	2	0	2
歩きにくさへの懸念(ハ化-ル)	2	0	2
降雨時の滑り易さへの懸念	1	1	2
濡れたときの色への懸念	1	0	1
へん	0	1	1
無回答	12	11	23

図5.1 この舗装を見た目はどう感じましたか (男女/自由回答)

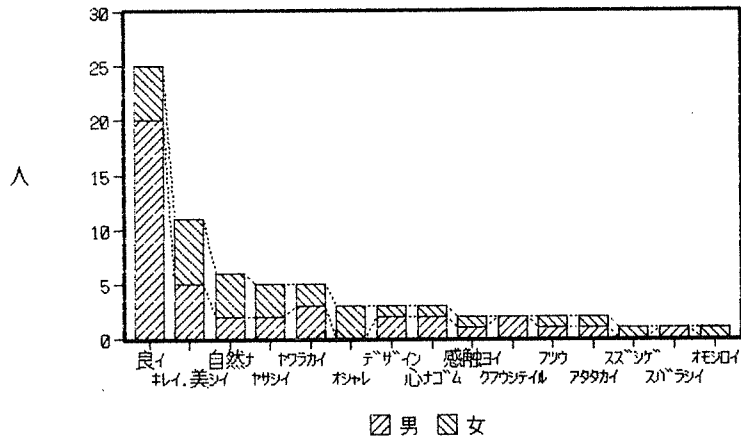


図5.2 この舗装を見た目はどう感じましたか 否定的 (男女/自由回答)

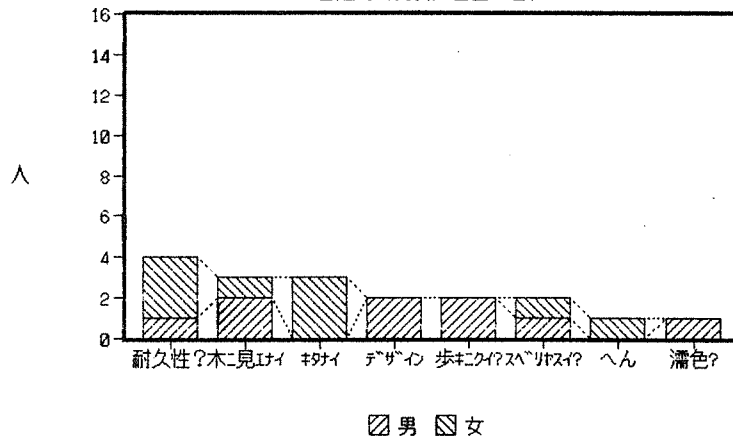


表4 「舗装に木を使うことを、どう思いますか。」（自由回答）

回 答	回 答 数		
	男	女	計
良い	16	17	33
大変良い・とても良い	4	5	9
自然でよい	7	0	7
場所によって良い	2	4	6
やわらかな感触で良い	2	3	5
涼しそうで良い、暑くないので良い	0	3	3
どんどん使ってほしい	2	0	2
ころんでもけがをしないので良い	0	2	2
気持ちが安らか、落ちつく	1	1	2
生活にうるおいが出る	1	0	1
自然を大切にする心が生まれる	0	1	1
耐久性・維持管理への懸念	7	7	14
降雨時の滑り易さへの懸念	3	1	4
資源への懸念	1	1	2
へん	0	1	1
歩きにくさへの懸念(H化-ル)	0	1	1
ぜいたく	0	1	1
無回答	10	8	18

図6.1 舗装に木を使うことをどう思いますか
肯定的（男女/自由回答）

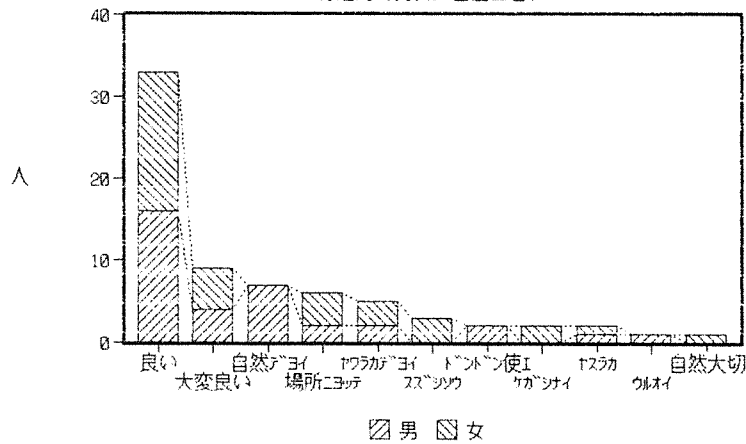


図6.2 舗装に木を使うことをどう思いますか
否定的（男女/自由回答）

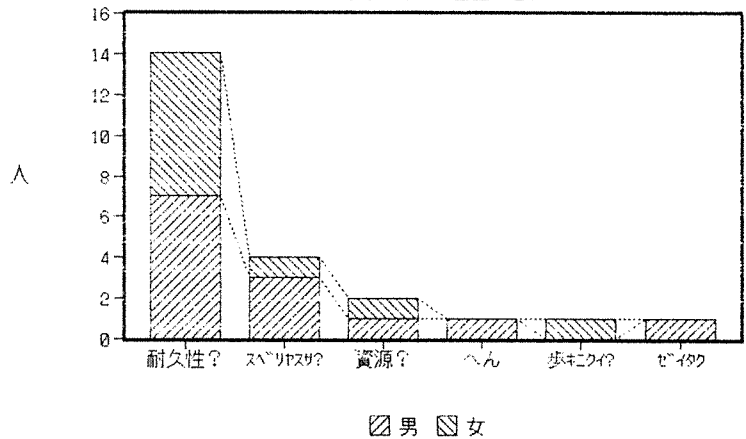
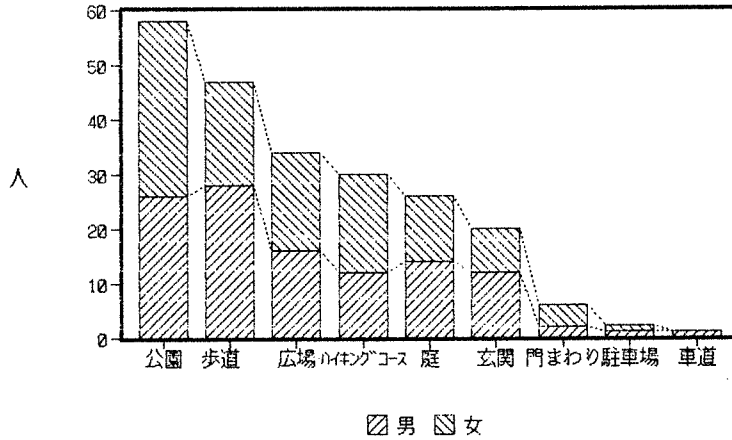


図7 この舗装をどんなところに
使ってみたい(男女/複数回答)



4.4 含水率調査

舗装材の木レンガの三つのタイプについて一箇所ずつ、ピースの測定箇所を決めておき、木材水分計 (Kett MT-8A) で含水率を測定した。測定日は1992年6月27日、8月6日、9月27日、12月6日の4回で、何れの日も舗装表面は乾いて見える状態であった。なお8月6日は前日まで2～3日間雨が降った。

測定結果から降雨、散水等により4～9%程度の含水率の変動があり、これによりピースの膨張収縮が繰り返されていることが伺える。

表5 ウッディランド東京における舗装材の含水率

年月日	木レンガ ^c	木レンガ ^b	木レンガ ^a
1992. 6. 27	13.0%	15.0%	10.0%
1992. 8. 6	15.0%	16.0%	18.0%
1992. 9. 27	17.0%	20.0%	10.0%
1992. 12. 6	15.0%	14.5%	9.0%

4.5 弾力性調査

長さ100cmの鋼尺をあらかじめ決めておいた箇所に垂直に立て、100cmの高さから、2種類のゴルフボール（pro500 及び maxfli432）を自由落下させ、反発する高さを計測した。なお計測は一箇所について連続5回行い、平均値を採用している。

このとき、反発係数＝ゴルフボールの反発した高さcm/100cm とした。

なお舗装材の衝撃吸収量あるいは弾力性を測定する比較的簡易な方法としては、ボールによる反発係数の測定があり、一般にこの試験方法ではゴルフボール（GB試験）とスチールボール（SB試験）が用いられている。スチールボールでは木材の表面を痛めてしまうので、ここでは採用しなかった。

ウッディランド東京における4タイプの舗装材について一箇所ずつ1992年6月27日、8月6日、9月27日、12月6日に測定した。東京農業大学構内の試験区については7種類の舗装材について一箇所ずつ1992年10月1日に測定した。

ウッディランド東京の試作舗装における反発係数は、『木レンガc<木レンガb<木レンガa<自然石』で、木レンガbと木レンガaの差は経時的に縮小している。また、木レンガcの反発係数は経時的に減少傾向を示している（図8.1～8.2）。これは、木レンガの材質が本質的に柔らかいこと及び、表面の干割れによる影響があると考えられる。

東京農業大学構内試験舗装における測定結果で、反発係数の大きさの順位は、『レンガ>タイル>自然石>アスコン>木レンガA>洗い出し>木レンガB』であった。木レンガの反発係数は計測した対象のなかでは相対的に小さく、弾力性があるということになる（図9）。しかし、ゴルフボールの反発係数には各舗装材の材質の弾力性のみならず、表面の凹凸やざらつきも影響していると思われる。

平成2年度に行った、東京農業大学構内試験舗装における被検者による官能検査の結果、歩行により柔らかく感じられる順位は、『木レンガA>アスコン>タイル≧自然石』であった。今回の反発係数の測定結果の『木レンガA<アスコン<自然石<タイル』と比較して、傾向が似ている。

参考文献；牧 恒雄ら(1989)：舗装の弾力性に関する研究、土木学会第44回年次学術講演会

図8.1 試作展示舗装の反発係数(ゴルフボールpro500)

経時変化(1992)

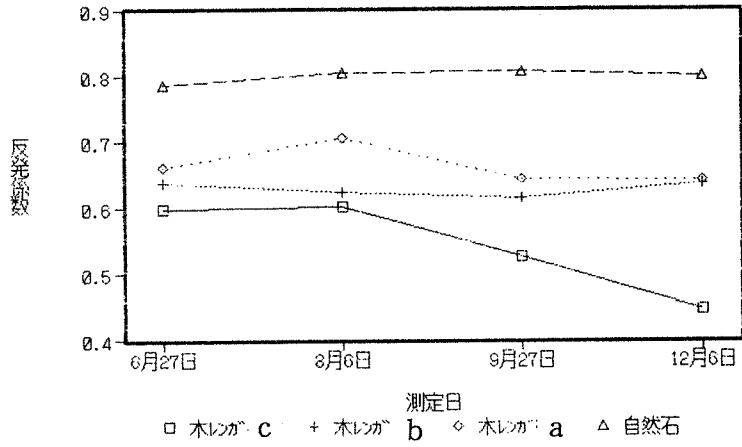


図8.2 試作舗装の反発係数(ゴルフボールmaxfli432)

経時変化(1992)

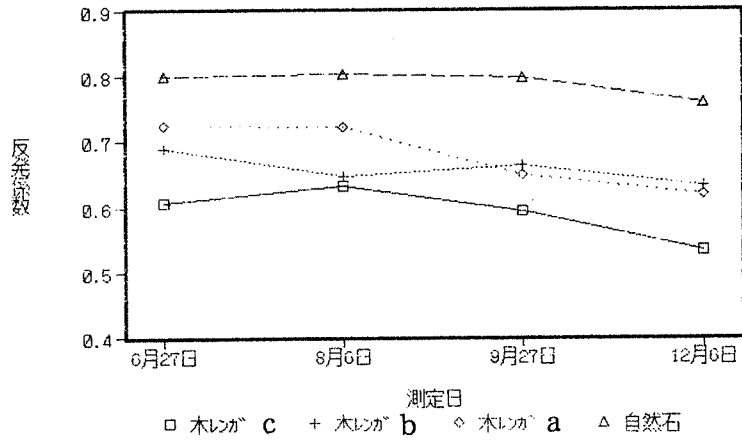
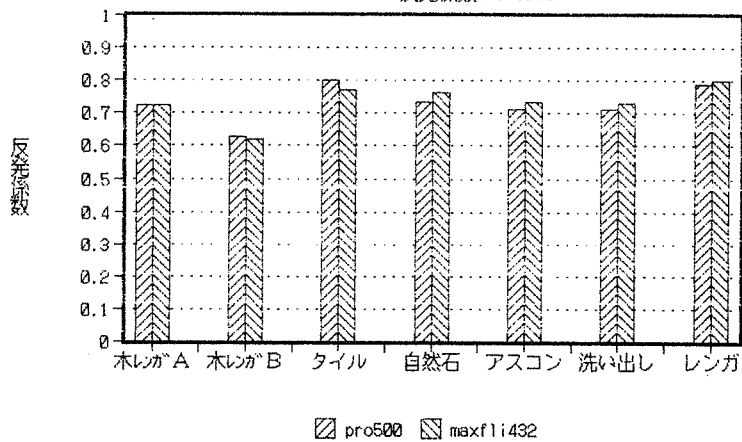


図9 農大構内試験舗装の
ゴルフボールの反発係数(92.10.1)



4.6 摩擦係数調査

テニスコートで用いられる摩擦測定試験器、コートテスター（図10）を応用して、板の裏にテニスボールに代えて婦人靴のかかとを張り付けたものを製作した（写真5）。その試験器全体を10kgfとし、舗装面の乾いている状態で上に置き、最大秤量10kgfのバネ秤で水平方向に引っ張り、試験器の動きだしたときの引張力をバネ秤で読みとり摩擦係数（静止摩擦係数）を求めるものとした。

このとき、摩擦係数 $\mu = F/W$ とした。

F：試験器の動きだしたときの引張力（kgf）

W：試験器の全重量（10kgf）

ウッディランド東京においては、木レンガa、木レンガc、自然石について一箇所ずつ測定した。

測定にあたっては、あらかじめ決められた箇所に試験器を置き、婦人靴のかかところが舗装の目地かからないように注意した。基本的には各舗装材一箇所についてタテ方向、ヨコ方向に往復各2回、つまり $2 \times 2 \times 2 = 8$ 、8回計測した。ただし自然石においてはタテ、ヨコ方向にはこだわらなかった。

測定日は、1992年8月6日、9月27日、12月6日で、12月6日には舗装の表面に水を撒き目で見えて濡れている状態にし、同様に計測を行った。

東京農業大学構内において7種類の舗装材について一箇所ずつ1992年10月1日に測定した。

ウッディランド東京の試作舗装における摩擦係数の値は木レンガa > 木レンガc > 自然石で、その経時的変化は、木レンガa及び木レンガcは横ばい、自然石はやや低下傾向を示している。（図11）

12月6日に測定した舗装の表面が目で見えて濡れている状態においても、摩擦係数は木レンガa > 木レンガc > 自然石である（図12）。

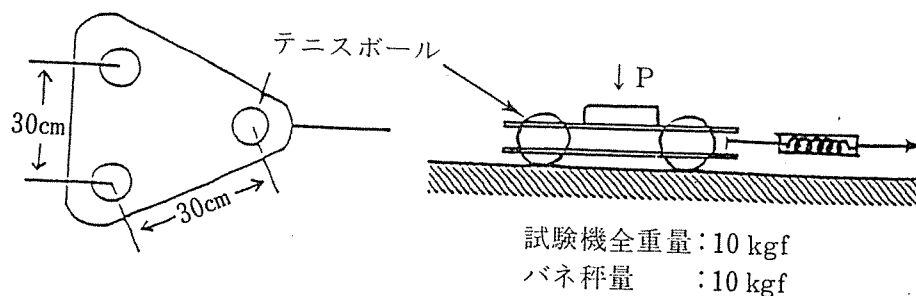


図10 コートテスターの構造図

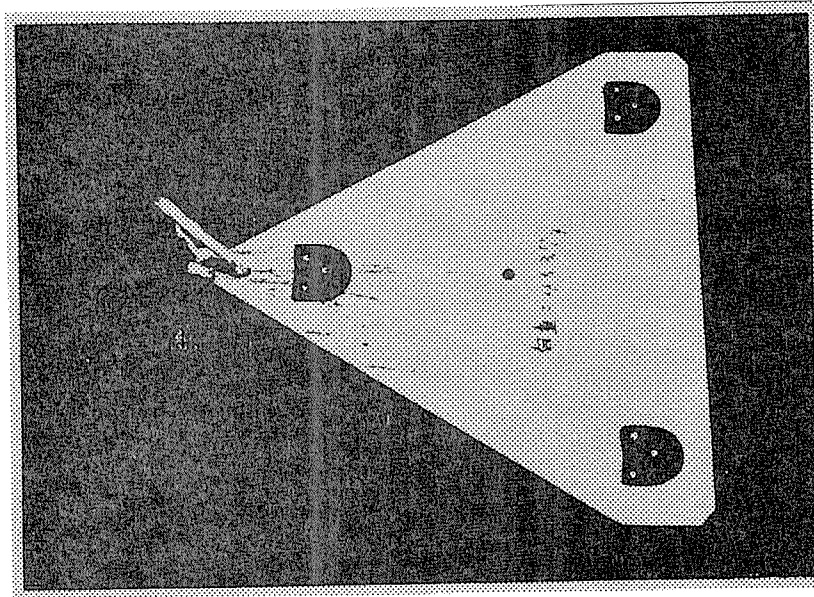


写真5 舗装の摩擦測定試験器 板に婦人靴のかかとを取り付けてあり、かかとを舗装面に接して測定する。

図11 舗装材の摩擦係数の経時変化(1992)

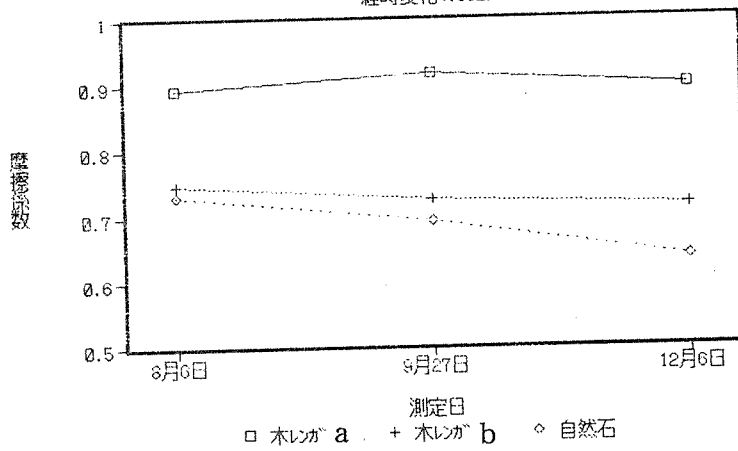
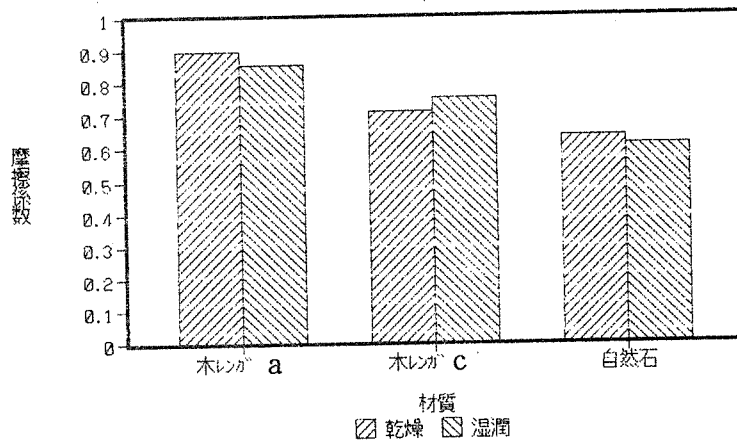


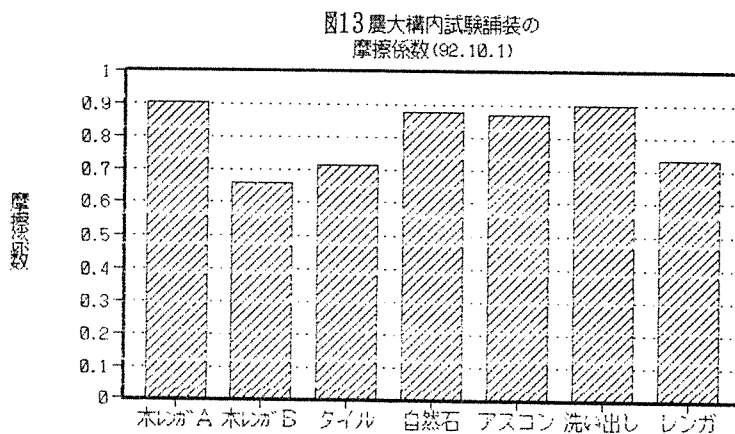
図12 舗装材表面の乾湿と摩擦係数 (92., 12.6)



東京農業大学構内試験舗装における摩擦係数は、木レンガA>洗い出し>自然石>アスコン>レンガ>タイル>木レンガBであった。調査対象のなかでニューBMで防腐処理した木レンガAは最も滑りにくく、クレオソートで防腐処理した木レンガBは最も滑り易いことになる。(図13)

摩擦係数の大小は、材料表面の凹凸状態の影響が大きいであろう。洗い出しコンクリート平板は花コウ岩の碎石が表面に出ており、ざらつきが特に大きい。

参考文献；牧 恒雄ら(1991)：弾性舗装材に関する研究、東京農業大学農学集報36(1)



4.7 変退色調査

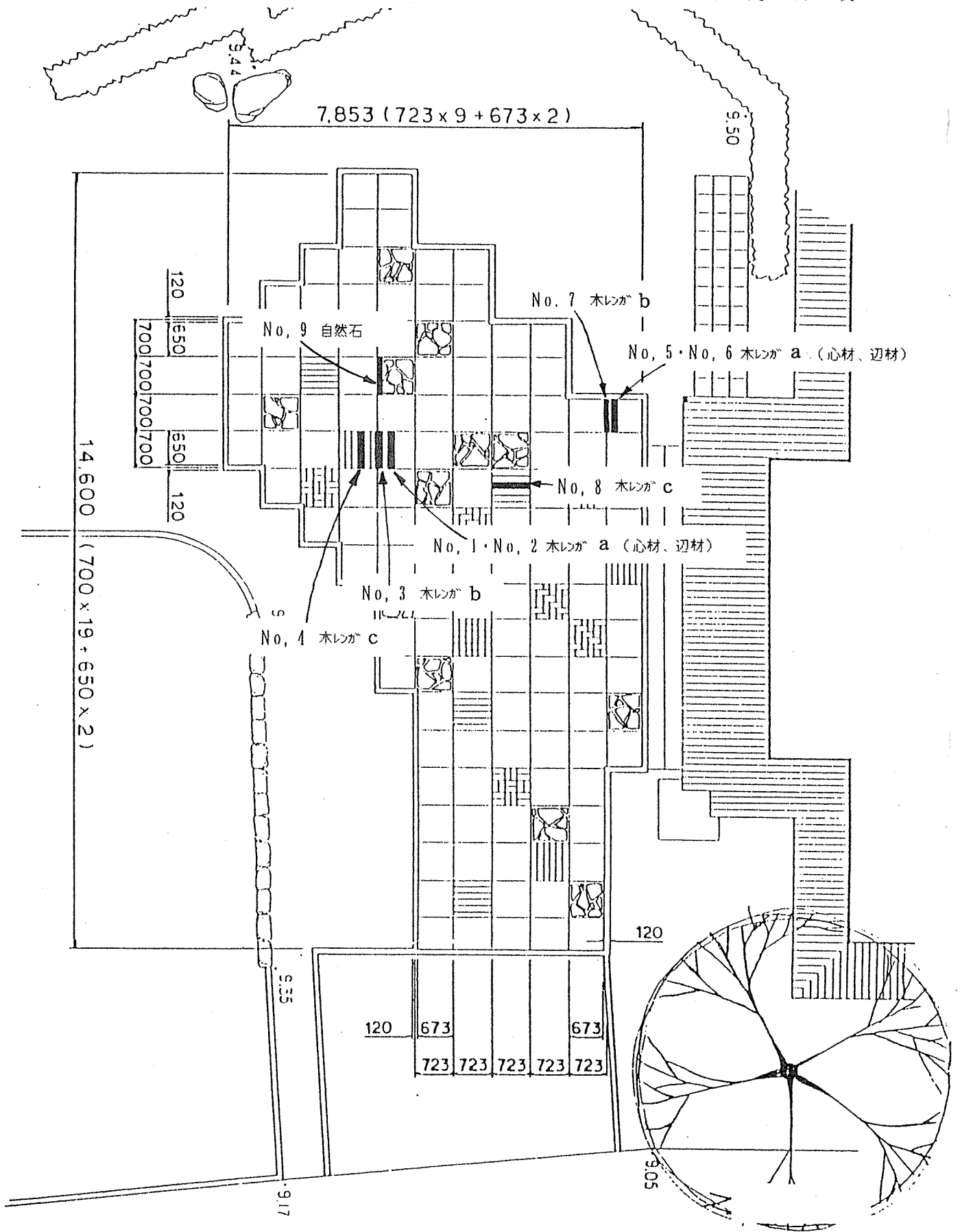
測定には色彩色差計(MINOLTA製CR-100)を使用した。Yxyが直接表示されるもので、Yは視感反射率、xyは色度座標である。またデータプロセッサ-DP-100によりYxyをマンセル表色系HVCに変換した。Hは色相、Vは明度、Cは彩度である。標準の光はC光源を使用し、測色面は径8mmの円である。

ウッディランド東京においては、9箇所の測定点を経時的に測色した(図14)。なお、試作舗装の表面には、施工の際に撥水性着色剤(BCナチュラル)が塗布されている。測定日は、1992年6月27日、8月6日、9月27日、12月6日で、舗装材の表面は気乾状態であった。

また東京農業大学構内において前年度に引き続き7種類の舗装材について1992年7月30日、12月4日に測定した。

図14 ウッディランド東京 試作舗装・色彩測定箇所

1992年 3月27日 竣工



ウッディランド東京の測色結果を表6.1～6.9に示す。木レンガの彩度は経時的に低下しており、特に歩行者の多い箇所でその傾向が顕著である。最初の測色データは竣工後92日目のものであるが、その時点ですでに、歩行者の多い箇所と少ない箇所で値が異なっており、前者では彩度Cの値がより小さく、木材らしい色彩の鮮やかさをより早く失いつつあり、歩行者の多い箇所では退色が著しいものと推測される。

東京農業大学構内の試験舗装の測定結果を図7.1～7.7に示す。ウッディランド東京試作舗装よりも変退色が少なく、その原因が通行量の大小によるのか、環境条件の相違によるのかはわからない。

また、竣工時の舗装面にBCナチュラルを塗布し、長期間その色彩を保つことの効果にも疑問がある。

表6.1 木レンガ a (心材) の色彩 ※歩行者の通行の多い場所にある。 測定箇所No.1

年月日	日数	n	Y(%)	x	y	H	V	/	C
1992. 6.27	92	6	10.63 ± 0.56	0.3952 ±0.0026	0.3532 ±0.0026	1.4Y	3.7	/	1.4
1992. 8. 6	132	6	8.61 ± 0.48	0.3468 ±0.0027	0.3502 ±0.0009	2.6Y	3.4	/	1.2
1992. 9.27	184	6	9.82 ± 1.49	0.3416 ±0.0003	0.3474 ±0.0002	3.5Y	3.7	/	1.1
1992.12. 6	254	6	10.08 ± 1.32	0.3385 ±0.0021	0.3440 ±0.0021	3.4Y	3.8	/	1.0

MINOLTA製色彩色差計CR100 (JIS Z 8722準拠) .C光源 表13'～19'も同様の測色方法

表6.2 木レンガ a (辺材) の色彩 ※歩行者の通行の多い場所にある。 測定箇所No.2

年月日	日数	n	Y(%)	x	y	H	V	/	C
1992. 6.27	92	6	10.15 ± 0.56	0.3498 ±0.0048	0.3524 ±0.0028	1.8Y	3.7	/	1.1
1992. 8. 6	132	6	8.50 ± 1.09	0.3467 ±0.0025	0.3477 ±0.0021	1.5Y	3.4	/	1.2
1992. 9.27	184	6	9.18 ± 1.20	0.3395 ±0.0034	0.3462 ±0.0029	3.5Y	3.7	/	1.1
1992.12. 6	254	6	10.51 ± 1.05	0.3359 ±0.0020	0.3421 ±0.0017	3.8Y	3.8	/	1.0

表6. 3 木レンガ b の色彩

※歩行者の通行の多い場所にある。 測定箇所No.3

年月日	日数	n	Y(%)	x	y	H	V	/	C
1992. 6.27	92	6	18.15 ± 1.94	0.3589 ±0.0045	0.3584 ±0.0033	1.0Y	4.9	/	2.2
1992. 8. 6	132	6	16.91 ± 0.73	0.3492 ±0.0029	0.3528 ±0.0020	2.3Y	4.7	/	1.7
1992. 9.27	184	6	16.14 ± 0.97	0.3408 ±0.0018	0.3492 ±0.0016	4.5Y	4.6	/	1.4
1992.12. 6	254	6	17.16 ± 1.04	0.3347 ±0.0034	0.3422 ±0.0040	4.3Y	4.7	/	1.1

表6. 4 木レンガ c の色彩

※歩行者の通行の多い場所にある。 測定箇所No.4

年月日	日数	n	Y(%)	x	y	H	V	/	C
1992. 6.27	92	6	21.46 ± 1.50	0.3802 ±0.0089	0.3751 ±0.0074	0.6Y	5.2	/	3.3
1992. 8. 6	132	6	17.93 ± 1.61	0.3606 ±0.0089	0.3641 ±0.0066	1.6Y	4.8	/	2.2
1992. 9.27	184	6	17.03 ± 1.24	0.3471 ±0.0053	0.3531 ±0.0044	3.4Y	4.7	/	1.7
1992.12. 6	254	6	16.17 ± 0.99	0.3435 ±0.0056	0.3512 ±0.0041	4.3Y	4.6	/	1.5

表6. 5 木レンガ a (心材) の色彩

※歩行者の通行の少ない場所にある。 測定箇所No.5

年月日	日数	n	Y(%)	x	y	H	V	/	C
1992. 6.27	92	6	14.16 ± 2.67	0.3614 ±0.0092	0.3613 ±0.0058	1.6Y	4.3	/	2.1
1992. 8. 6	132	6	11.35 ± 1.67	0.3581 ±0.0049	0.3575 ±0.0032	1.3Y	3.9	/	1.8
1992. 9.27	184	6	11.43 ± 1.88	0.3539 ±0.0074	0.3568 ±0.0055	2.5Y	3.9	/	1.9
1992.12. 6	254	6	12.61 ± 1.64	0.3493 ±0.0062	0.3546 ±0.0039	3.3Y	4.1	/	1.6

表6. 6 木レンガ a (辺材) の色彩

※歩行者の通行の少ない場所にある。 測定箇所No.6

年月日	日数	n	Y(%)	x	y	H	V	/	C
1992. 6.27	92	6	10.71 ± 1.53	0.3655 ±0.0048	0.3622 ±0.0042	0.8Y	3.8	/	2.0
1992. 8. 6	132	6	9.18 ± 1.08	0.3518 ±0.0058	0.3598 ±0.0036	2.3Y	3.5	/	1.7
1992. 9.27	184	6	8.94 ± 0.77	0.3538 ±0.0033	0.3562 ±0.0034	2.5Y	3.5	/	1.5
1992.12. 6	254	6	10.46 ± 1.47	0.3447 ±0.0023	0.3502 ±0.0033	3.5Y	3.8	/	1.3

表 6. 7 木レンガ b の色彩

※歩行者の通行の少ない場所にある。 測定箇所No.7

年月日	日数	n	Y(%)	x	y	H	V	/	C
1992. 6. 27	92	6	19.81 ± 1.93	0.3833 ±0.0130	0.3755 ±0.0108	0.1Y	5.1	/	3.3
1992. 8. 6	132	6	17.70 ± 2.53	0.3743 ±0.0168	0.3719 ±0.0125	1.2V	4.8	/	2.8
1992. 9. 27	184	6	18.50 ± 1.62	0.3758 ±0.0152	0.3719 ±0.0122	0.8V	4.9	/	2.9
1992.12. 6	254	6	18.73 ± 3.22	0.3584 ±0.0198	0.3616 ±0.0143	2.3V	4.9	/	2.2

表 6. 8 木レンガ c の色彩

※歩行者の通行の少ない場所にある。 測定箇所No.8

年月日	日数	n	Y(%)	x	y	H	V	/	C
1992. 6. 27	92	6	19.81 ± 1.39	0.3892 ±0.0091	0.3763 ±0.0071	9.9YR	5.0	/	3.5
1992. 8. 6	132	6	16.02 ± 0.72	0.3844 ±0.0160	0.3727 ±0.0084	0.1Y	4.6	/	3.0
1992. 9. 27	184	6	16.74 ± 1.26	0.3742 ±0.0165	0.3760 ±0.0081	0.1Y	4.7	/	2.7
1992.12. 6	254	6	17.70 ± 1.77	0.3542 ±0.0082	0.3584 ±0.0046	2.7V	4.8	/	2.0

表 6. 9 自然石の色彩

測定箇所No.9

年月日	日数	n	Y(%)	x	y	H	V	/	C
1992. 6. 27	92	6	21.77 ± 2.64	0.3315 ±0.0044	0.3291 ±0.0029	6.0YR	5.3	/	1.0
1992. 8. 6	132	6	25.65 ± 2.14	0.3313 ±0.0020	0.3327 ±0.0012	9.5YR	5.7	/	1.0
1992. 9. 27	184	6	25.60 ± 2.85	0.3321 ±0.0023	0.3334 ±0.0017	9.5YR	5.7	/	1.0
1992.12. 6	254	6	24.48 ± 2.02	0.3318 ±0.0020	0.3334 ±0.0014	9.8YR	5.6	/	1.0

表7. 1 農大構内試験舗装 木レンガA (心材) の色彩

※1992.7.30は舗装面に土の汚れが著しかった。以下表7. 2~7. 9も同じ

年月日	日数	n	Y (%)	x	y	H	V	/	C
1992. 7.30	645	6	14.98	0.3534	0.3583	3.1Y	4.5	/	1.8
			± 1.47	±0.0025	±0.0028				
1992.12. 4	772	6	11.19	0.3549	0.3598	3.4Y	3.9	/	1.7
			± 0.89	±0.0015	±0.0009				

MINOLTA製色彩色差計CR100 (JIS Z 8722準拠) ,C光源 表7. 2~7. 9も同様の測定方法

表7. 2 農大構内試験舗装 木レンガA (辺材) の色彩

年月日	日数	n	Y (%)	x	y	H	V	/	C
1992. 7.30	645	6	16.43	0.3519	0.3584	3.7Y	4.6	/	1.8
			± 0.58	±0.0025	±0.0022				
1992.12. 4	772	6	12.46	0.3540	0.3588	3.2Y	4.1	/	1.7
			± 1.20	±0.0027	±0.0016				

表7. 3 農大構内試験舗装 木レンガB (心材) の色彩

年月日	日数	n	Y (%)	x	y	H	V	/	C
1992. 7.30	645	6	10.07	0.3566	0.3581	2.1Y	3.7	/	1.7
			± 0.98	±0.0052	±0.0035				
1992.12. 4	772	6	10.69	0.3422	0.3464	2.8Y	3.8	/	1.2
			± 1.67	±0.0076	±0.0063				

表7. 4 農大構内試験舗装 木レンガB (辺材) の色彩

年月日	日数	n	Y (%)	x	y	H	V	/	C
1992. 7.30	645	6	10.83	0.3577	0.3596	2.3Y	3.8	/	1.8
			± 0.71	±0.0081	±0.0056				
1992.12. 4	772	6	11.05	0.3426	0.3477	3.2Y	3.9	/	1.2
			± 1.31	±0.0039	±0.0037				

表7. 5 農大構内試験舗装 タイルの色彩

年月日	日数	n	Y (%)	x	y	H	V	/	C
1992. 7.30	645	6	27.25	0.3410	0.3477	3.3Y	5.8	/	1.6
			± 2.38	±0.0036	±0.0037				
1992.12. 4	772	6	28.48	0.3308	0.3402	5.5Y	5.9	/	1.2
			± 2.32	±0.0038	±0.0037				

表 7. 6 農大構内試験舗装 自然石の色彩

年月日	日数	n	Y(%)	x	y	H	V	/	C
1992. 7.30	645	6	22.55 ± 2.61	0.3539 ±0.0058	0.3572 ±0.0047	2.1Y	5.4	/	2.1
1992.12. 4	772	6	19.19 ± 1.22	0.3501 ±0.0025	0.3543 ±0.0025	2.6Y	5.0	/	1.8

表 7. 7 農大構内試験舗装 アスコンの色彩

年月日	日数	n	Y(%)	x	y	H	V	/	C
1992. 7.30	645	6	12.08 ± 1.37	0.3527 ±0.0061	0.3562 ±0.0043	2.7Y	4.0	/	1.6
1992.12. 4	772	6	10.61 ± 1.14	0.3423 ±0.0073	0.3479 ±0.0052	3.5Y	3.8	/	1.2

表 7. 8 農大構内試験舗装 洗い出し平板の色彩

年月日	日数	n	Y(%)	x	y	H	V	/	C
1992. 7.30	645	6	20.21 ± 2.15	0.3558 ±0.0033	0.3590 ±0.0029	2.2Y	5.1	/	2.1
1992.12. 4	772	6	20.90 ± 2.92	0.3448 ±0.0054	0.3495 ±0.0046	2.6Y	5.2	/	1.6

表 7. 9 農大構内試験舗装 レンガの色彩

年月日	日数	n	Y(%)	x	y	H	V	/	C
1992. 7.30	645	6	15.31 ± 0.58	0.3727 ±0.0039	0.3598 ±0.0026	8.7YR	4.5	/	2.5
1992.12. 4	772	6	14.33 ± 0.76	0.3723 ±0.0015	0.3576 ±0.0015	8.2YR	4.4	/	2.4

4.8 輝度調査

測定には、輝度計 (MINOLTA CS-100) と照度計 (MINOLTA T-1A) を使用した。

測定時刻は正午を原則としたが、実際には正午前後の数分間を要している。

輝度の測定は、大面積、中面積、小面積の3段階を設けた。測定面の形状は、使用した輝度計の特性から楕円形に近い形となる。大面積および中面積の測定区には、舗装の目地部分も含まれて測定される場合が多く、中面積の一部および小面積は舗装材のピースに合わせている。

測定にあたっては、測定者Aが測定区域に合わせて立つ位置と高さを決め、輝度 cd/m^2 を測定する。これとほぼ同時に、測定者Bが輝度測定面の照度 lx を測定した。

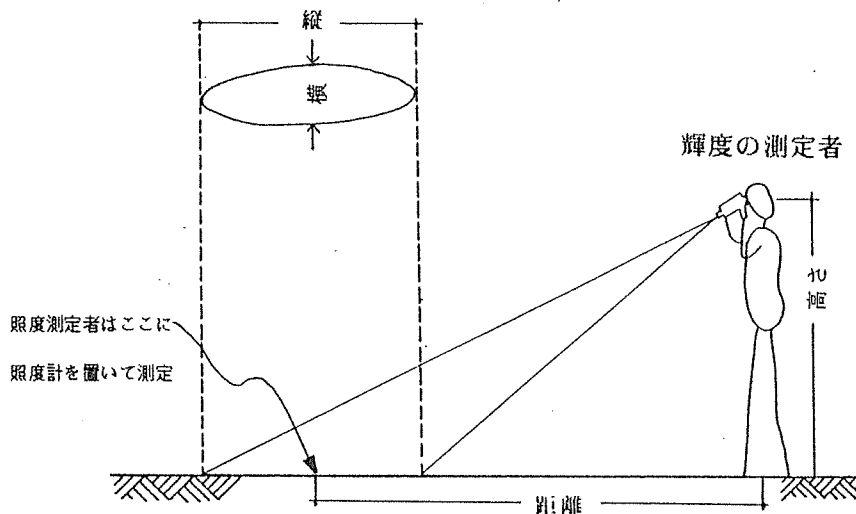
このとき、輝度係数 $=L/E$ とした。

L = 路面上のある点の、ある定められた観測方向への輝度

E = L の測定点の照度

しかし、屋外での測定であり、照度は刻一刻と変化するので、舗装材ごとの厳密な比較は困難であり、測定値は傾向を見るに留めるべきものと考えている。

図15 輝度、照度の測定状況



ウッディランド東京における測定は、1992年6月27日、8月6日、9月27日、12月6日の4回実施した。この時の舗装材表面は気乾状態である。測定箇所は、大面積1箇所、中面積4箇所、小面積4箇所の、合計9箇所（図16）で、測定箇所の面積は表8のとおりである。測定結果を図17.1～19.3に示す。輝度の相対的な大きさは、自然石>木レンガC>木レンガB>木レンガAとなっている。しかし、4回の測定では的確な判断を下すことは困難であり、今後さらに測定を継続し分析結果を加えることとしたい。

東京農業大学構内に設置した試験区の測定箇所を図20に、その寸法を表9に示す。測定日は、1992年7月30日及び12月4日の2回で、舗装材表面はいずれも気乾状態であった。測定結果を図21-1～21-2に示す。木レンガの輝度は、アスコンと共に低く、夏期の晴れた日中でも目にやさしい舗装ということができよう。

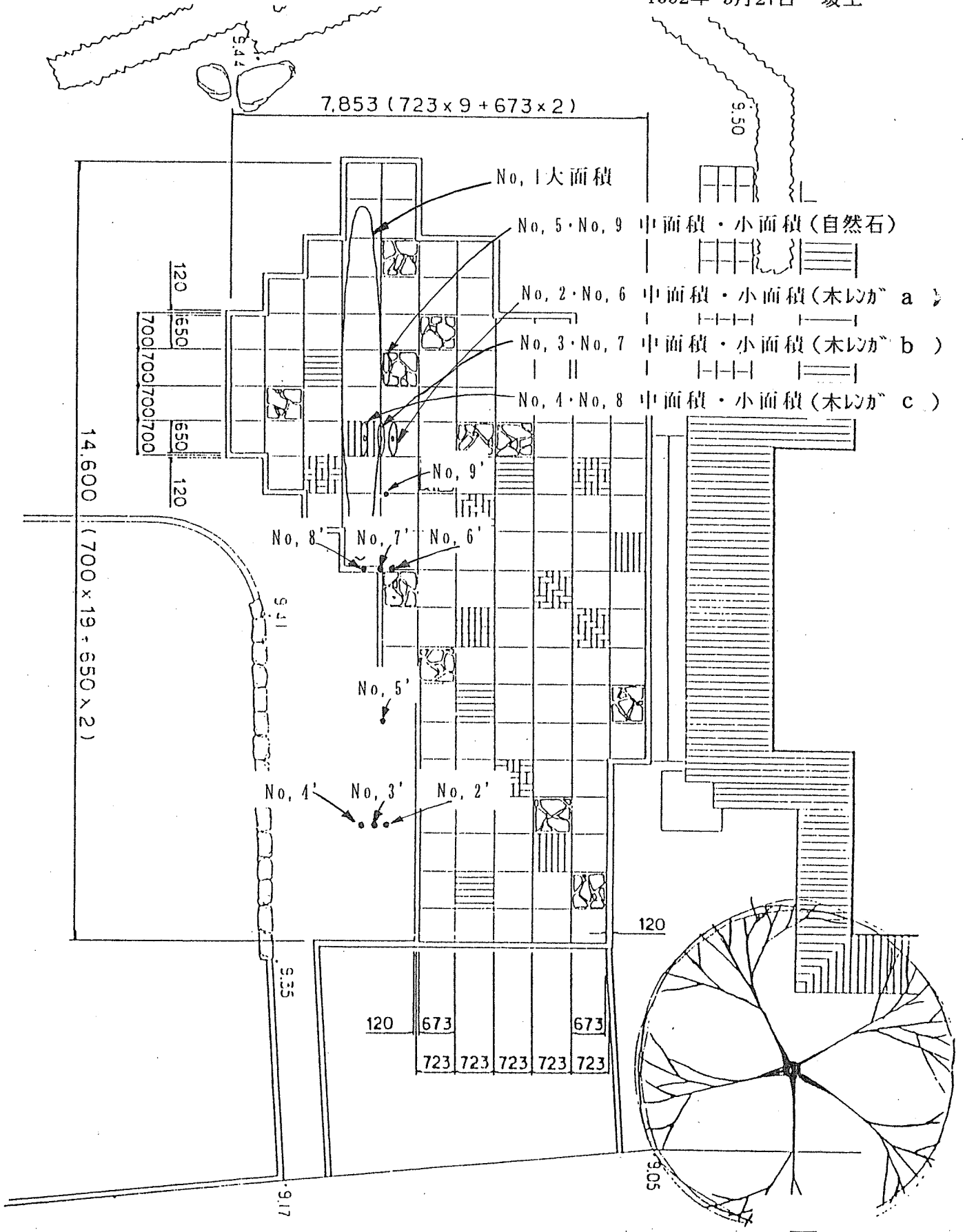
参考文献；電気用語辞典編集委員会編(1982)：新版電気用語辞典、コロナ社

表8 ウッディランド東京 試作舗装・輝度測定箇所の寸法

	面積	縦	横	高さ	距離
No. 1	大面積	6 m 6 0 cm	4 4 cm	1 m 6 0 cm	2 2 m 7 5 cm
No. 2	中面積	5 3 cm	1 1 cm	1 m 6 0 cm	6 m 8 0 cm
No. 3	中面積	5 3 cm	1 1 cm	1 m 6 0 cm	6 m 8 0 cm
No. 4	中面積	5 3 cm	1 1 cm	1 m 6 0 cm	6 m 8 0 cm
No. 5	中面積	5 3 cm	1 1 cm	1 m 6 0 cm	6 m 8 0 cm
No. 6	小面積	1 0 cm	5 cm	1 m 6 0 cm	2 m 4 0 cm
No. 7	小面積	1 0 cm	5 cm	1 m 6 0 cm	2 m 4 0 cm
No. 8	小面積	1 0 cm	5 cm	1 m 6 0 cm	2 m 4 0 cm
No. 9	小面積	1 0 cm	5 cm	1 m 6 0 cm	2 m 4 0 cm

図16 ウッディランド東京 試作舗装・輝度測定箇所

1992年 3月27日 竣工



No. 1' (輝度測定者の位置)

図17.1 舗装面の照度と輝度
大面積測定(92.6.27 12:00前後)

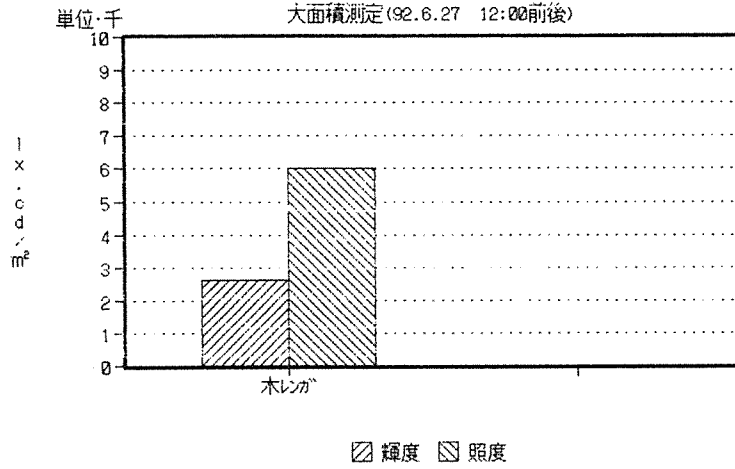


図17.2 舗装面の照度と輝度
中面積測定(92.6.27 12:00前後)

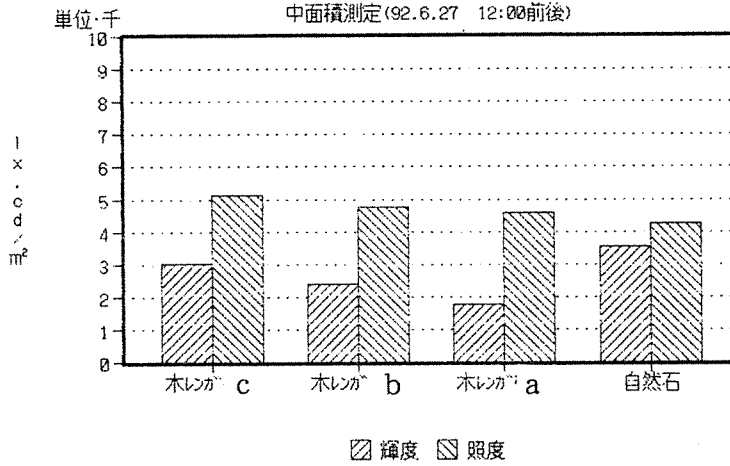


図17.3 舗装面の照度と輝度
小面積測定(92.6.27 12:00前後)

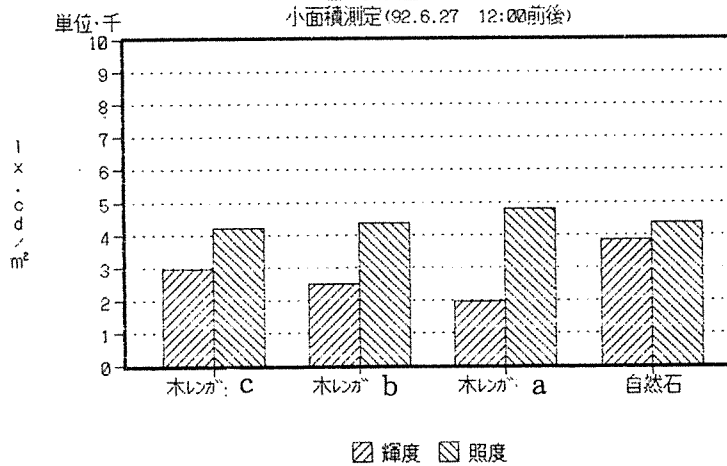


図18.1 舗装面の照度と輝度
大面積測定(92.8.6 12:00前後)

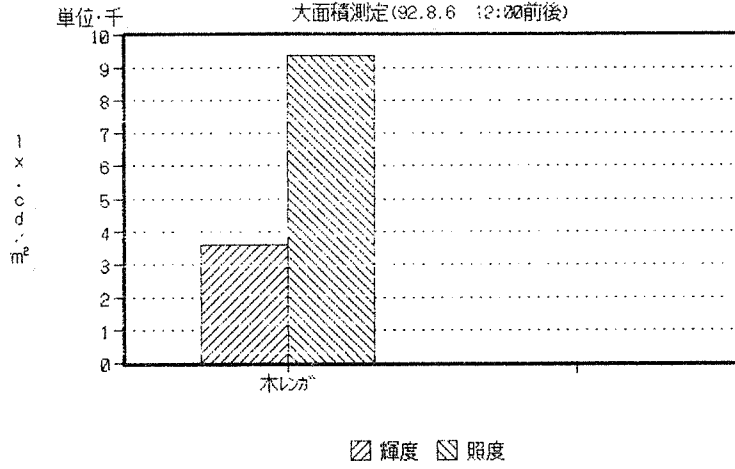


図18.2 舗装面の照度と輝度
中面積測定(92.8.6 12:00前後)

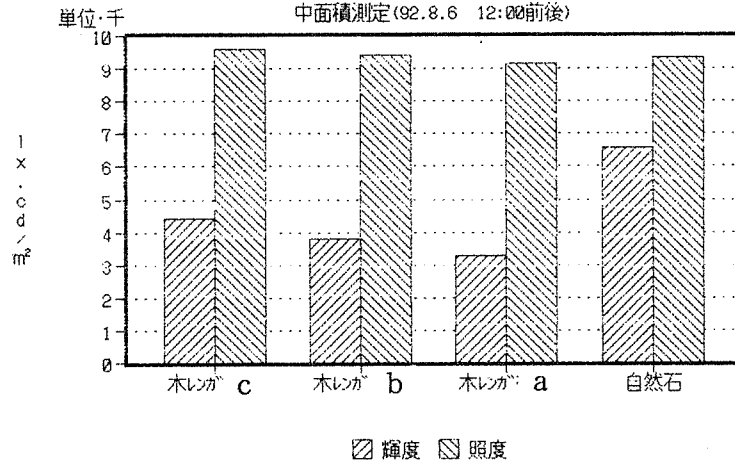


図18.3 舗装面の照度と輝度
小面積測定(92.8.6 12:00前後)

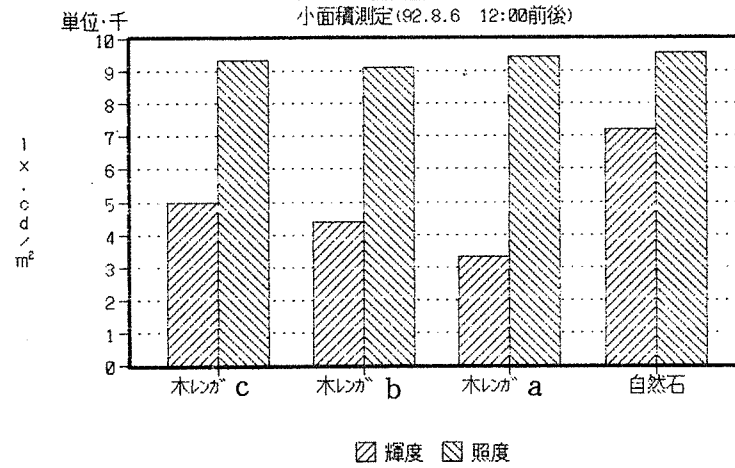


図19.1 舗装面の照度と輝度
大面積測定(92.12.6 12:00前後)

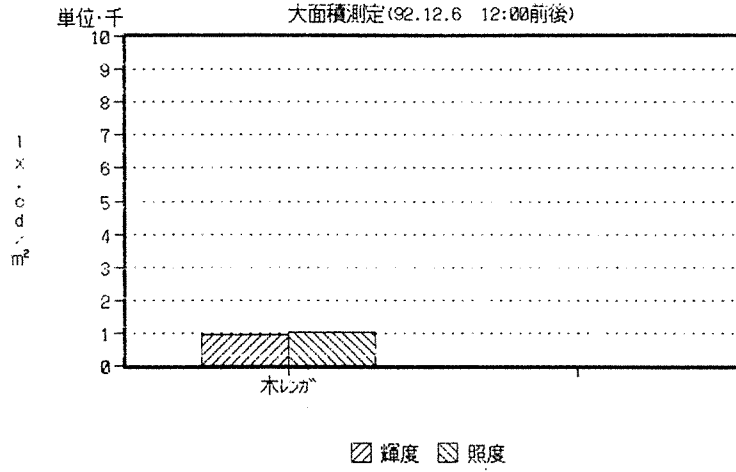


図19.2 舗装面の照度と輝度
中面積測定(92.12.6 12:00前後)

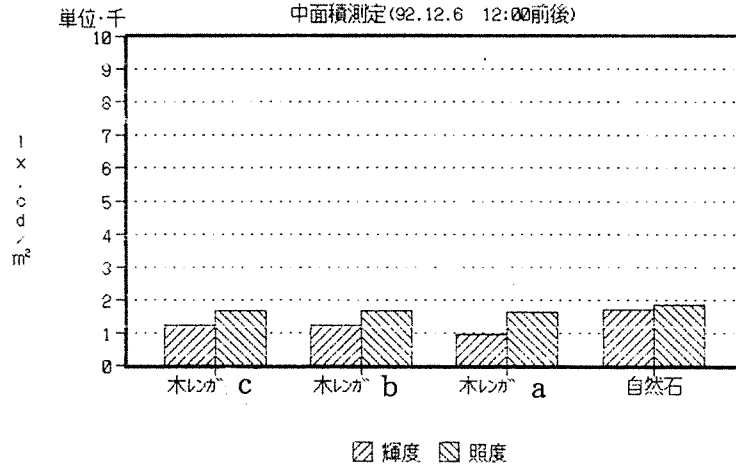


図19.3 舗装面の照度と輝度
小面積測定(92.12.6 12:00前後)

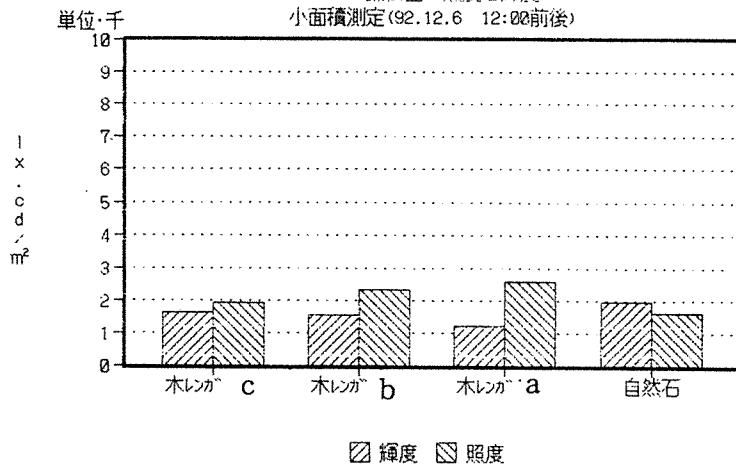
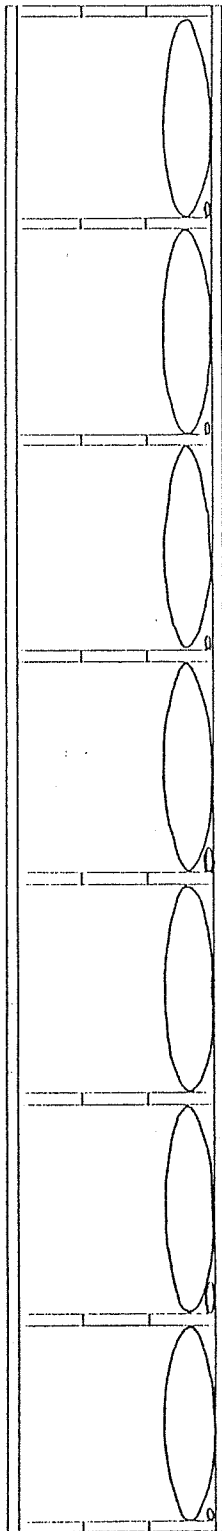


図20 東京農業大学構内 試験舗装・輝度測定箇所

1990年10月24日竣工



No. 1 木レンガ中面積

B

No. 8 木レンガ小面積

B

No. 2 木レンガ中面積

A

No. 9 木レンガ小面積

A

No. 3 タイル中面積

No. 10 タイル小面積

No. 4 自然石中面積

No. 11 自然石小面積

No. 5 アスコン中面積

No. 12

No. 6 洗い出し平板中面積

No. 13 洗い出し平板小面積

No. 7 レンガ中面積

No. 14 レンガ小面積

表9 東京農業大学構内 試験舗装・輝度測定箇所の寸法

	面積	縦	横	高さ	距離
No. 1	中面積	1 m 8 0 cm	2 1 cm	1 m 6 0 cm	12 m 0 5 cm
No. 2	中面積	1 m 8 0 cm	2 1 cm	1 m 6 0 cm	12 m 0 5 cm
No. 3	中面積	1 m 8 0 cm	2 1 cm	1 m 6 0 cm	12 m 0 5 cm
No. 4	中面積	1 m 8 0 cm	2 1 cm	1 m 6 0 cm	12 m 0 5 cm
No. 5	中面積	1 m 8 0 cm	2 1 cm	1 m 6 0 cm	12 m 0 5 cm
No. 6	中面積	1 m 8 0 cm	2 1 cm	1 m 6 0 cm	12 m 0 5 cm
No. 7	中面積	1 m 8 0 cm	2 1 cm	1 m 6 0 cm	12 m 0 5 cm
No. 8	小面積	9 cm	4 cm	1 m 6 0 cm	2 m 4 0 cm
No. 9	小面積	9 cm	4 cm	1 m 6 0 cm	2 m 4 0 cm
No. 10	小面積	9 cm	4 cm	1 m 6 0 cm	2 m 4 0 cm
No. 11	小面積	2 7 cm	1 0 cm	1 m 6 0 cm	4 m 8 0 cm
No. 12	小面積				
No. 13	小面積	2 7 cm	1 0 cm	1 m 6 0 cm	4 m 8 0 cm
No. 14	小面積	9 cm	4 cm	1 m 6 0 cm	2 m 4 0 cm

図21.1 農大構内試験舗装面の照度と輝度
中面積測定 (92.7.30 12:00前後)

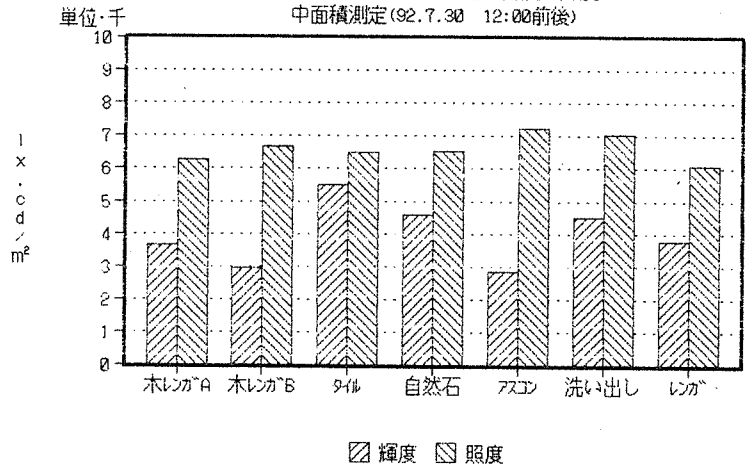
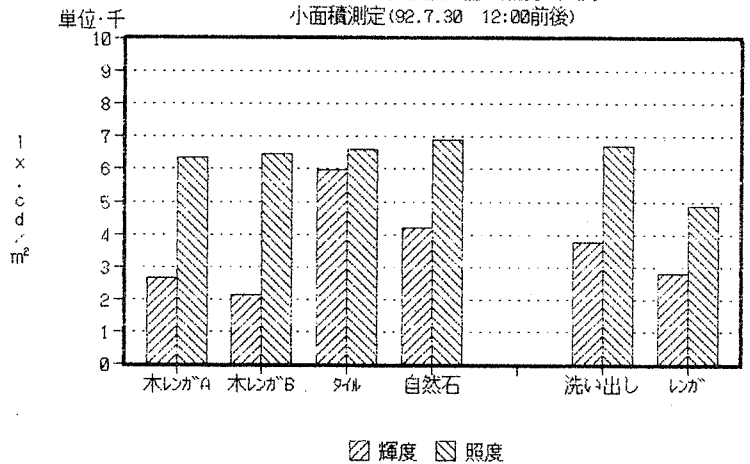


図21.2 農大構内試験舗装面の照度と輝度
小面積測定 (92.7.30 12:00前後)



4.9 その他の調査

舗装面の平坦性を調査するため、東京ウッディランドの試作舗装について木レンガ各ピースの垂直方向及び水平方向への寸法移動量を測定した。測定は、1992年6月27日、8月6日、9月27日、12月6日の4回行ったが、現在のところ各ピースとも大きな寸法移動は見られず安定した状態を保っている。今後さらに継続して調査する予定である。

5. まとめ

ウッディランド東京の試作舗装において、ワンポイントデザインを歩行者が注目するのが観察されるなど、舗装デザインの効果が認められた。アンケート調査の結果からみても、おおむね良い評価が得られたと考えている。春に竣工し、ひと夏を越して254日目までの短い期間の経過観察であり、目視や写真によって明確にわかるほどの、木レンガのピースの水平的、垂直的移動は見られず、構造物として安定している。しかし、個々の木レンガのピースには、干割れが見られ、ごく一部ではあるが、欠けも見られる。木レンガは弾力性のある舗装材といえるが、反発係数はわずかに低下する傾向が見られた。また、変退色も著しかったが、輝度は低く、まぶしくない目にやさしい舗装といえる。今後さらに観察を継続し、技術的な改善点を見い出していきたい。