

# 港湾技研資料

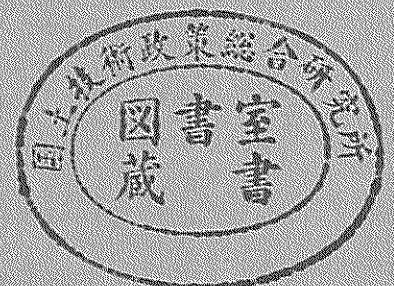
TECHNICAL NOTE OF  
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH INSTITUTE  
MINISTRY OF TRANSPORT, JAPAN

No. 949 Dec. 1999

木質構造の現状と棧橋の試設計

山 田 昌 郎  
横 田 弘

運輸省港湾技術研究所



## 目 次

要 旨 .....	3
1. 序論 .....	4
2. 木質構造の現状 .....	4
2.1 資源 .....	4
2.2 強度 .....	5
2.3 耐久性 .....	5
2.4 土木構造物への利用 .....	8
3. 棧橋の試設計の概要 .....	10
3.1 試設計の対象 .....	10
3.2 設計条件 .....	10
3.3 使用材料 .....	12
3.4 部材の諸元の仮定 .....	13
3.5 設計外力の計算 .....	14
3.6 断面力の計算 .....	14
3.7 許容応力度の照査 .....	15
3.8 杭の根入れ深さの照査 .....	16
3.9 変位の計算 .....	17
4. 試設計の結果と考察 .....	17
4.1 試設計結果の一例 .....	17
4.2 木質上部工の適用性 .....	20
4.3 木質杭の適用性 .....	27
4.4 変位の計算結果 .....	30
5. 結論 .....	32
6. あとがき .....	32
謝辞 .....	32
参考文献 .....	32

# Present State of Timber Structures and Trial Designs of Wharves

Masao YAMADA\*  
Hiroshi YOKOTA\*\*

## Synopsis

Circumstances around timber structures were reviewed at first in this study. The points were as the followings. 1. Utilization of more timbers especially thinnings from Japanese domestic forests should be promoted. 2. Engineered wood products (EWP), which have small variance of strength and high reliability, have recently become usable as structural members of timber structures. 3. Creosote oil and CCA have been used most commonly for preservative treatment of wood, but less toxic preservatives are used more as the concern about environment grows. Physical preservative methods are also more important than before. 4. Some timber bridges have been constructed recently in Japan, but timbers are not used as structural members of port structures unlike in foreign countries.

Then trial designs of wharves with timber structures were carried out. Design depths (5-10m), seismic factors (0.02-0.27) and surcharges (5-20kN/m<sup>2</sup>) were varied as parameters. The structural type of the wharves was a marginal wharf supported on vertical piles. The structural members of the wharves were steel pipe piles and reinforced concrete (RC) superstructures for the series of basic cases, steel pipe piles and EWP superstructures for another series of cases, and EWP (glued laminated timbers or logs) piles and EWP superstructures for the other series of cases. The beams of the superstructures and the piles were considered as portal frames, and the section forces and the displacements of these members were calculated.

The results of the trial designs were as the followings. 1. Weight of superstructures significantly decreased by using EWP superstructures instead of RC superstructures. Required amounts of steel pipe piles could be saved up to 50% due to the light weight of EWP superstructures when seismic forces were the dominant design lateral forces. 2. The minimum value of the ratio of the volume of timber piles(m<sup>3</sup>) to the weight of steel pipe piles(t) was about 1.6 as the result of the trial designs using timber piles instead of steel pipe piles. It is possible that using timber piles would be economical if the ratio of the price of timber to that of steel in Japan were as that in most foreign countries. 3. Lateral displacements increased about 60% in some cases using timber superstructures instead of RC ones. There was only about 10% difference between the lateral displacements calculated assuming the beams were elastic and taking shear deformation into consideration and those calculated assuming the beams were rigid when the design depth was 5 - 7.5m.

**Key Words** : wood, timber structure, wharf, pile, superstructure

---

\* Senior Research Engineer, Structural Engineering Division

(3-1-1 Nagase, Yokosuka 239-0826, Japan, Tel 0468-44-5031, Fax 0468-44-0255, E-mail yamada\_m@cc.phri.go.jp)

\*\* Chief of Structural Mechanics Laboratory, Structural Engineering Division

# 木質構造の現状と栈橋の試設計

山 田 昌 郎\*  
横 田 弘\*\*

## 要 旨

本研究ではまず木質構造を取り巻く状況を整理した。その要点は以下のようにまとめられる。①国産材とくに間伐材の需要拡大が望まれている。②強度のばらつきが小さく信頼性の高いエンジニアードウッドが、木質構造の強度部材として近年使用できるようになった。③木材の防腐防虫剤としては主にクレオソート油と CCA が実績があるが、環境意識の高まりにより低毒性の新しい薬剤に移行しており、物理的防除法の重要性も増している。④日本でも最近木橋が見直されているが、外国と異なり港湾構造物の強度部材としては木材は使用されていない。

次に木質構造を用いた栈橋の試設計を行った。栈橋の設計条件のうち、①設計水深を 5~10m、②設計震度を 0.02~0.27、③上載荷重を 5~20kN/m<sup>2</sup>の範囲で変化させた。栈橋の構造形式は直杭式横栈橋とし、鋼管杭と鉄筋コンクリート (RC) 上部工の組合せを基本に、上部工に木質構造を用いたケース、さらに木質杭 (構造用集成材または丸太) を用いたケースを想定した。杭と梁は、門型フレームとみなして断面力と変位を計算した。

試設計の結果は以下のようにまとめられる。①RC 上部工の代わりに木質上部工を用いて試設計した結果、木質の方が RC よりも大幅に上部工自重を軽減できた。地震力が設計水平外力となる条件では、木質上部工の軽量性の効果が発揮され、鋼管杭の質量を約 50%まで節減できた。②鋼管杭の代わりに木質杭を用いて試設計した結果、木質杭体積(m<sup>3</sup>)/鋼管杭質量(t)は、最小約 1.6であった。仮に日本の木材/鋼材価格比が諸外国並みであれば、木質杭の採用が経済的となる可能性もある。③鋼管杭の上部工を RC から木質に代えると、水平変位が約 60%大きくなる場合があった。梁を弾性体と仮定しせん断変形を考慮した水平変位の計算値と、梁を剛体と仮定した計算値との差は、水深 5~7.5mでは 10%程度であった。鋼管杭を集成材杭に代えても水平変位の大きさは同程度であった。

キーワード：木材，木質構造，栈橋，杭，上部工

---

\* 構造部 主任研究官

(〒239-0826 横須賀市長瀬3-1-1 Tel (0468) 44-5031 Fax (0468) 44-0255 E-mail: yamada\_m@cc.phri.go.jp)

\*\* 構造部 構造強度研究室長



## 1. 序論

産業革命以後、工業化が加速し、人口は爆発的に増加した。その結果、さまざまな地球規模の環境問題が出現した。地球温暖化、オゾン層の破壊、沙漠化、環境ホルモンなど、地球環境問題はいずれも人類が地球生命圏に及ぼした影響が回りまわって最終的に人類にはね返ったものである。人類は地球生命圏にかつて存在した数多くの生物を絶滅させたが、現在人類自身が絶滅の危機にあるといっても過言ではない。

産業界は、低コストと機能性向上を目指して飽くなき技術開発を行ってきた。しかし短期的な経済性と利便性の追求が地球環境問題を招いたことの反省から、近年、持続可能な開発の重要性が認識されるようになった。人類が地球生命圏と共存するためには、人類の活動が地球環境に及ぼす影響を長期的な観点に立って客観的に評価し、負荷を最小化する努力が必要である。産業界が現在取り組んでいる具体的な課題には、オゾン層を破壊するフロン代替物質の開発、二酸化炭素などの温室効果ガスの排出抑制、熱帯雨林などの森林の破壊の抑制、有毒化学物質の使用中止などがある。

土木分野では製品の寿命が長いので、たとえば 100 年後を見据えて建設計画を立てることは当然であった。しかし土木分野も 20 世紀以来、他の工業分野の影響か、短期的な経済性と機能性の追求にやや重点をおきすぎたのではないだろうか。土木構造物の建設は、あらゆる段階で地球環境に影響を及ぼす。材料生産、施工、供用中、解体撤去などの各段階で、安価で高機能なのはもちろん重要だが、それだけでなく地球環境に及ぼす影響をいかに抑制するかを今後重点的に考えねばならないし、そこから新しい技術課題が生まれてくるであろう。

人類の活動が地球環境に及ぼす影響はきわめて多岐にわたり、その定量的な評価は容易ではなく、現在まだ評価手法は確立されていない。しかし評価のひとつの指標として、地球温暖化の元凶とされる二酸化炭素の排出量がある。石油などの化石資源を主要なエネルギー源として使用することを前提とすれば、エネルギー消費量が多いほど二酸化炭素の排出量が多くなる。同一質量の建設材料の生産に要するエネルギーを比較すると、鋼材よりも木材の方がはるかに少ない、という例はしばしばあげられる。しかし、エネルギー消費に伴う二酸化炭素排出だけが地球環境への負荷ではないし、鋼材、木材、と一口に言ってもさまざまであるから、木材の方が鋼材よりも地球にやさしいと一概にはいえない。鋼材、コンクリート、木材などのそれぞれの材料に長所があると同時に、

生産時に地球環境への負荷が生じる。それぞれの材料ごとに、今後の技術開発の方向として、低コストと高性能だけでなく、地球環境との調和性を追求すべきであろう。

とはいえ、現状で一般的に言って、木材が地球環境調和性という面でかなり有利な位置にあるのは確かである。材料として生産されるのに要するエネルギーが、他材料と比較して一般に少ないうえに、炭素をセルロースとして固定し大気中の二酸化炭素濃度を減少させること、太陽エネルギーによって再生産されること、などから木材は天然の環境調和型材料ともいわれている。

土木という言葉が示すように、かつて木は土木構造物の主要な材料であった。しかし 20 世紀後半以来、日本の土木構造物から木は次第に姿を消し、現在ではコンクリートの型枠など施工時の仮設材としての使用が主になった。しかし、環境の世紀といわれる 21 世紀に木材活用技術を復興し発展させることは、土木構造物の地球環境調和性の向上に貢献するのではないかと考えたのがこの研究の動機である。

## 2. 木質構造の現状

### 2.1 資源

木材が環境調和型材料などとはとんでもない、木を切るとは森林破壊ではないかと思う人は多い。たしかに、木を切るだけ切ってその後植林せず、切った木は燃料や仮設材として短寿命の用途に使っていけば、森林資源は遠からず枯渇してしまうであろう。

しかし、木を収穫したあと植林し、さらに手入れを怠らず森林を維持していくと同時に、切った木はその樹齢を超える長期間にわたって使用したとしよう。すると、その木材が耐用年数に達して取替を要する時には、植林した木が育っているので利用できる。このサイクルを繰り返すことにより持続的な利用ができるのである。

もちろんこのサイクルは複雑な現実をかなり単純化しているが、本質的には誤っていないであろう。植林による森林維持と、使用年数 $\geq$ 樹齢を前提とすれば、木材利用は森林破壊にならない。

さて、それでは現在日本の森林は、土木用途に木材を使えるほどの供給力を有しているのだろうか。日本ではかつて第 2 次世界大戦中に木材を大量に使用したため、戦後長い間木材の供給力が乏しかった。しかし戦後 50 年余を経た現在、戦後植林されたスギ、ヒノキ、カラマツなどの針葉樹が育ち、今では日本の森林蓄積（森林の持つ幹の総体積）の年間増加量は利用量を大きく上回っている。

しかし、物理的に木材資源が存在していることと、それを実際に経済的に使用できることは別である。現在日本の国産木材は価格競争で外材に押されているのが現実である。日本の森林はほとんどが急斜面から成り、下刈り、除伐、間伐、伐採などの作業の機械化に適さないことなどから、国産材のコスト削減は困難である。市場原理に委ねた場合、国産材の価格は外材並みに設定されることになる。すると国産材を売って得られる利益はごくわずかとなり、新たに植林し手入れする原資がなくなる。

人工林では、下刈り、除伐、間伐などの手入れが行き届かないと、木材としての利用価値が下がるばかりか、水源涵養機能や土壌保持機能も喪失してしまう。経済性と効率だけではなく国土の保全を考えて、国産材を積極的に利用することにより人工林を健全な状態に維持すべきである。とくに間伐によって発生する小径木の需要の拡大が現在課題となっている。民間では採算が合わなければ利用できないので、公共部門で間伐材を利用する新しい用途が期待されている。

## 2.2 強度

節などの欠点のない木材の強度（無欠点小試験体による基準強度値）は、樹種群により幅があるが、繊維方向の圧縮強度  $35\sim 55\text{N/mm}^2$ 、曲げ強度  $65\sim 110\text{N/mm}^2$ 、せん断強度  $7\sim 16\text{N/mm}^2$ 、ヤング係数  $7\sim 10\text{kN/mm}^2$  とされている<sup>1)</sup>。なお木材は強度の異方性が大きい。最も弱い方向は繊維と直角に力が作用する場合であり、上記の強度よりもほぼ一けた小さくなる。木材の繊維方向の基準強度値をコンクリートと比較すると、圧縮強度は同程度、曲げ強度は木材の方が一けた大、せん断強度は同程度、ヤング係数は木材の方が小さい（1/3程度）。また鋼材と比較すると、強度はいずれも木材の方が一けた小さく、ヤング係数はさらに小さい（1/20～1/30）。ただし、木材の比重が鋼材の比重より一けた程度小さいことから、木材と鋼材の比強度（質量当りの強度）は同程度である。このように無欠点の木材は、コンクリートや鋼材と比較して、必ずしも強度が低いわけではない。

しかし、実際の木材には節や繊維走向の傾斜などの欠点が存在する上に、個々の木材間の強度のばらつきが大きい。このため木材の短期許容応力度（偶発的な外力に対する安全性の照査に用いる）は、無欠点材の基準強度値の 1/3 程度に設定されている<sup>1)</sup>。さらに、木材のクリープ（一定の荷重下で進行する変形）が大きいため、長期許容応力度（常時作用する外力に対する安全性の照査に用いる）は、短期の 1/2 程度に設定されている<sup>1)</sup>。

木材は天然材料であり、鋼材やコンクリートに比べて強度のばらつきが大きい。したがってこのばらつきの評価とコントロールが重要である。ヤング係数を機械で測定して等級区分したり、集成加工による積層効果で強度を平均化する、といった工学的な手法により、強度性能を計算・評価・保証した木材製品が、エンジニアードウッド（EW：Engineered Wood Products）である<sup>2)</sup>。EWには機械的等級区分した製材品（MSR 製材）、構造用集成材、構造用単板積層材（構造用 LVL：Laminated Veneer Lumber）、PSL（Parallel Strand Lumber）、OSB（Oriented Strand Board）、構造用合板などがある。EWは強度性能が保証されているので、構造計算を用いて設計する木質構造の強度部材として使用できる。

日本建築学会の木質構造設計規準 1995 年版<sup>3)</sup>では、それまでの「木構造」に代わり「木質構造」という言葉が採用された。これは、製材だけでなく集成材や LVL などの多様な木質材料が用いられるようになってきたことと、他材料との複合構造など構造形式も多様化していることを反映したものである。

この木質構造設計規準には構造用集成材の許容応力度も規定されており、たとえば長期許容圧縮応力度は  $6.9\sim 11.3\text{N/mm}^2$ （樹種と等級を指定して選択できる）となっている。また、構造用合板の許容応力度も規定されている。構造用 LVL の許容応力度は、木質構造設計規準には規定されていないが、日本農林規格（JAS）に規定されており、たとえば長期許容圧縮応力度は  $6.4\sim 15.2\text{N/mm}^2$  となっている。

木質構造では、部材の強度性能とともに部材どうしの接合部の強度性能が重要である。接合方法として、日本の伝統的な仕口のように木を直接組み合わせる方法、釘などの接合具による方法、および接着剤による方法がある。接合具には、釘、木ねじ、ボルト、ラグスクリュー、ドリフトピン、ジベルなどがある。金属製の接合具による接合は、伝統的な方法や接着剤による方法に比べて、変形性能が優れている。すなわち部材の破壊よりも接合具の降伏が先行するように設計することにより、構造物としての変形能力を確保できる。接着剤は単独で用いられる場合と、接合具と併用される場合がある。

## 2.3 耐久性

### (1) 生物劣化の種類

木材ではコンクリートや鋼材の場合と異なり、生物が主な劣化原因となる。木材を劣化させる主な生物は、シロアリなどの昆虫、木材腐朽菌、海虫（marine borer）で

ある。港湾構造物では海虫と腐朽菌が主な劣化要因となる。

海虫といっても正確には昆虫ではなく、軟体動物と、甲殻動物である。フナクイムシ（英語名 *Teredo*、別名 shipworm）、ニオガイ（英語名 *Pholad*）などは軟体動物の二枚貝の一種である。一方、キクイムシ（英語名 *Limnoria*、別名 gribble）、コツブムシ（英語名 *Sphaeroma*）などは甲殻動物である。

フナクイムシは軟体動物、双殻綱、真弁鰓（さい）目、フナクイムシ科（*Teredinidae*）に属す。オオフナクイムシ属（*Bankia*）とフナクイムシ属（*Teredo*）が重要である。熱帯から寒冷な水域まで広く分布する。日本沿岸で木杭や海面貯木される木材に被害を与えるのは、フナクイムシ（*Teredo japonica* Clessin）、ヤツフナクイムシ（*Teredo yatsui* Moll）、北海道ではキタオオフナクイムシ（*Bankia setacea* Tryon）である<sup>3)</sup>。幼生は遊泳して成長後、適当な木材の表面に付着、そこで変態し、小さな貝殻で穴をあけて材中に侵入する。開口部は 0.35mm 内外と小さいので、木材内部のフナクイムシの存在を判別するのは困難である。7 ヶ月後には体長 36cm、直径 8mm、材表面からの深さ 9cm 以上に達する<sup>3)</sup>。体長 1m 以上に達する個体もある<sup>4)</sup>。フナクイムシの被害はしばしば泥線付近に集中して生じる<sup>5)</sup>。

ニオガイはニオガイ科に属し、主に熱帯、亜熱帯に分布するが、日本沿岸にも存在する。木材に卵状の空洞を作ってその中に棲息する。木材のほか柔らかい石、プラスチック、コンクリートなどにも穿孔する<sup>6)</sup>。最も広く分布している種はカモメガイ（英語名 *Martesia*）で、水深にあまり関係なく海中に存在する木材に幼生期に穿孔し棲息する<sup>4)</sup>。体長 7cm、直径 2.5cm 程度で、木材表面の開口部の大きさは 6mm 程度である<sup>5)</sup>。

キクイムシは等脚目キクイムシ科に属し、低温、低塩度、水質汚濁に弱い、日本沿岸には広く分布する。体長は 1~4mm である<sup>4)</sup>。木杭などの潮間帯部分を攻撃し、砂時計状に断面を減少させることで知られる。なお、日本語の「キクイムシ」には、樹木を食害する甲虫目のキクイムシ（英語名 bark beetle）もあるので、混同を避けるために「ウミキクイムシ」または「ウミキクイ」と呼ぶこともある。

コツブムシは等脚目コツブムシ科に属し、広く分布する。潮間帯の石の下などに見られる。体長 5~15mm で、陸生のダンゴムシのように体を腹側に丸めることができる。木材を消化・吸収する能力はなく、単に棲み家として穿孔する<sup>4)</sup>。キクイムシと同様に木杭などの潮間帯部分の断面を減少させる。

木材腐朽菌は褐色腐朽菌と白色腐朽菌に大別される。腐朽菌が生育するためには、栄養、水分、酸素、温度などの好適条件が必要である。木材中の水分には、細胞壁に吸着された結合水と、木材内部の空隙に存在する自由水があり、腐朽菌の生育には自由水が必要である。木材の含水率が 20% 以下では自由水が存在しないため腐朽が生じない。また水中貯木は、木材の空隙中の酸素を追い出すことによって腐朽菌の生育を防ぐ。

## (2) 劣化の調査

供用中の栈橋の木杭における劣化の有無、程度、原因などを調査する方法として、最近の米国の事例を以下にいくつか紹介する。

a) 犠牲未処理材を使う方法<sup>5)</sup>：5cm×10cm 断面の未処理材を既存の杭に亜鉛めっきした釘などで取り付ける。1 ヶ月ごとに取り出して、食害状況を調べる。フナクイムシの場合は、材を割って内部も調べる。淡水が流入するところでは、淡水の下の海水に犠牲木材が届くようにする。

b) 目視調査<sup>6)</sup>：キクイムシやコツブムシによる木杭の被害状況を、潜水士が肉眼で調査する。所定高さの杭直径を定期的に計測する。断面減少率の経時変化を調べて補修計画に活用する。

c) 超音波検査<sup>7)</sup>：フナクイムシによる穿孔のように、目視では発見できない木材内部の空洞の検出を目的として、超音波の利用が試みられている。しかし、現在のところ信頼性は低い。これは食害の不均一性、海水の影響のためである。NCEL（米国海軍土木工学研究室）の調査では、20% 以上の誤差があったが、目視よりは有効であった、とのことである。

d) コア採取<sup>7)</sup>：コア採取は現状で最も有効な検査方法とされている。米国のニューヨーク港とニュージャージー港では、直径 5cm のコアを採取している。コア採取跡の孔はエポキシ樹脂処理木材製のほぞで塞ぐ。採取したコアを分析して、生物劣化が進行中かどうか、菌やバクテリアによる腐朽の有無、保存処理剤の残留量などを調べる。

## (3) 劣化の防除

海虫類や腐朽菌に対して極めて強い樹種に、アフリカ産のボンゴシ、南米産のイペ、オーストラリア産のジャラ、東南アジア産のチークなどがある。これらはとくに防腐防虫処理を施さなくても、海洋環境で数十年間の使用に耐えることが知られている。しかしこうした特殊な樹種以外の木材では、何らかの劣化対策を施さない限り、供用後 1 年以内に激しく劣化するのが普通である。

### a) 保存処理薬剤による防除法

木材の生物劣化の防除には、古くからクレオソート油と CCA (Chromated Copper Arsenate, クロム・銅・ヒ素化合物) が使われてきた。これらの保存剤は、木材中に注入して使用される。注入方法としては、1838 年にベセル (Bethell) が特許を取得した加圧・減圧を利用する充細胞法 (full-cell process) が主に用いられる。加圧式処理装置のシリンダーの大きさは、直径 1~3m、長さ最高 50m に及ぶ<sup>9)</sup>。現在日本には JAS 認定工場として約 60 の加圧注入工場がある<sup>4)</sup>。

クレオソート油は、石炭を乾留 (空気の流通を断って熱分解する操作) して生産されるコールタールを蒸留して得られる中油、重油、アントラセン油などから、それぞれナフタレン、アントラセン、カルバゾール、フェノール、クレゾールなどの有用成分を分離した残油分を適宜に配合したものである。コールタールに対する収率はおよそ 25% で、おもな用途は木材用防腐剤、塗料、漁網染料などである。石炭の乾留は、製鉄業、都市ガス製造業の副業として行われている<sup>9)</sup>。

クレオソート油は、すでに 200 年近く木材保存に使用されている。注入が容易で、長期間木材中にとどまり、殺菌、殺虫効果を有する。しかも浸潤して干割れ部を被覆する能力をもつ。キクイムシとコツブムシにはクレオソート油耐性を有する種類があるが、フナクイムシとニオガイに対しては有効である。

CCA もすでに 70 年近く木材保存に使用されている。銅が防腐性能をもち、ヒ素化合物が防虫・防蟻性能をもち、クロム化合物はおもに防腐剤を木材に定着させる作用をもつ。水溶液として注入後、加熱・乾燥により水が木材外部に出て、保存剤は化学変化 (6 価クロム→3 価クロム) して木材内部に留まる。無機化合物であるため揮散せず定着性が良い。塗装もできる。

米国木材保存協会規準 (AWPA standards)<sup>9)</sup> の C18-95 に、海洋構造物での保存剤の必要最小保留量の規定がある。構造用の木材に対して、クレオソート油 400kg/m<sup>3</sup> と CCA 40kg/m<sup>3</sup> による二重の処理が規定されている。

#### b) CCA, クレオソート油の環境問題

日本木材防腐工業組合がまとめた 1998 年 1 月~12 月の日本の防腐木材生産量は 323060m<sup>3</sup> である。用途別では 70% 強が建築材で、残りが外構材 (36691m<sup>3</sup>)、まくら木 (30343 m<sup>3</sup>)、その他である。薬剤別では CCA が全体の 7%、クレオソート油が 14%、その他が 79% である。CCA のシェアは前年の 24% から大幅に減少し、非 CCA 防腐剤への転換が急速に進行した<sup>10)</sup>。

CCA で処理した木材は、供用中は安全とされているが、供用後廃棄処分する際の有毒物質の排出が問題とな

っている。先頃改正された建設省の「建設副産物適正処理推進要綱」では、CCA 処理木材は有害物質を含有しているため他の廃棄物と区別して取り扱い、施工計画等の策定時に適切な処理先を確保しなければならないことが明記された<sup>11)</sup>。

木材保存剤に要求される性能は、①効力、②木材中への浸透性、③効果の持続性、④低毒性、である。これらを兼ね備えて CCA に代わり使用が増加している主な保存剤には以下のものがある。

- ・ AAC (alkyl ammonium compounds, 第 4 アンモニウム塩化合物) : DDAC (didecyldimethyl ammonium chloride, 分子式 C<sub>22</sub>H<sub>48</sub>NCl) など

- ・ ACQ (ammoniacal copper quaternary ammonium compounds, アンモニア性銅・AAC 系) : アンモニアと無機銅塩と AAC を混合した保存剤

- ・ NCU (copper naphthenates, ナフテン酸銅)

- ・ NZN (zinc naphthenates, ナフテン酸亜鉛)

これらの保存剤は、(財) 日本住宅・木材技術センターが JAS 製品以外の新しい木質建材等の品質性能を認証する制度である AQ (approved quality) 認定を取得している。これらの CCA と比較しての長所はヒ素とクロムを含まず毒性が低いこと、短所は有機物であるため揮散し定着性が低いことである。

さらに低毒性かつ有効な木材保存剤の開発への取り組みとして、たとえばオーストラリア連邦科学技術研究機構 (CSIRO) では、海草から抽出した成分による木材保存剤の研究が行われている。実験室レベルでは有望な性状を示しているとのことである<sup>12)</sup>。

クレオソート油は元来、古代の植物の遺体由来する石炭から生成される物質であるから、地球環境に有毒物質を放出する危険性はない。現在クレオソート油で問題なのは、悪臭と皮膚がかぶれるという作業環境・使用環境問題と、色調が暗く塗装ができないという美観の問題である。したがってこれらの欠点だけを除去する研究が行われている。たとえば CSIRO では乳状のクレオソートに顔料を添加することによりこれらの欠点を除去した PEC (Pigment Emulsified Creosote) の開発がなされている。PEC はオーストラリアで電柱、海洋の杭、その他大きな荷重を受ける木質構造に使われているほか、イギリス、ドイツでもプラントが建設され、枕木の防腐処理などに用いられているとのことである<sup>13)</sup>。

新しい木材保存剤の効力を試験する方法として、AWPA standards<sup>9)</sup> E5-93 に、「小型供試体を用いた海洋構造物用木材保存剤の促進評価の標準試験方法」が規定されている。ただしこの試験の目的は、保存剤の相対的



な効力を決めることであり、実大の杭や木材での保留量や有効期間を決めるものではない。供試体の寸法は 10×38×152mm, 19×76×460mm, 19×19×19mm の 3 種がある。クレオソートもしくは CCA または ACZA (銅・亜鉛・ヒ素・アンモニウム化合物) 処理供試体と、効力を知りたい保存剤で処理した供試体を海中に設置し、年 2 回取り出して重量測定、X 線検査により被害を調べて、保存剤の相対的な効力を決める。

#### c)物理的な防除法

保存剤による化学的な防除法よりも使用例が少ないが、物理的に木材を海虫や腐朽菌に対して防護する方法も古くから使われている。銅などの金属やコンクリートやプラスチックが被覆材として用いられている。最近保存剤の環境毒性が広く認識されるようになったことから、物理的な防除法への期待が今後高まると予想される。米国での物理的防除法の適用例<sup>6),7)</sup>を以下に要約する。

ポリビニルクロライド (PVC) またはポリエチレン (PE) による被覆 (wrapping) は、ニューヨーク港で多く使用されている。経済的、耐久であり、既設構造物への使用に適している。米国海軍は断面積損失が 10~30% に達した杭の保護材として推奨している。ただしこの方法は劣化の進行を抑制するだけで、強度が回復するわけではないから、断面積が許容限度以上損失した杭は交換が必要である。公称厚さ 0.5~1.0mm のシートが使用される。泥線下最小 60cm と満潮位の間を被覆する。この方法は 1950 年代から開発され、木造構造物の寿命を 35 年以上に延ばせることが知られている。PVC はクレオソート油に侵されるので、PVC とクレオソート油が直接接触しないようにする。

このプラスチックによる被覆よりも高価だが、耐久性があり、漂流物による損傷も受けにくい方法としてカプセル化 (encapsulation) がある。ガラス繊維または PVC の外筒と杭の間にグラウトを充填する。セメントグラウトは厚さ約 50mm, エポキシグラウト (エポキシ樹脂+砂) は強度とコストが高いので厚さ 12mm を標準とする。二重の保護層が形成される。

#### (4) 接着剤の耐久性

集成材、LVL、合板など、集成加工して製造された木質材料では、木材の耐久性とともに、接着剤の耐久性も要求される。現在木質材料に使用されている主な接着剤は、レゾルシノール樹脂、フェノール樹脂、フェノール・レゾルシノール共縮合樹脂、エポキシ樹脂、水性高分子イソシアネート接着剤、メラミン樹脂、酢酸ビニル樹脂エマルジョン、メラミン・ユリア共縮合樹脂、ユリア樹脂、などである。

これらの中でとくにレゾルシノール樹脂とフェノール・レゾルシノール共縮合樹脂は接着耐久性が高いとされている。構造用集成材の JAS 規格では、使用環境を 2 種類に区分し、厳しい方の使用環境 1 に対応する接着剤としてレゾルシノール樹脂とフェノール・レゾルシノール共縮合樹脂が示されている。なお使用環境 1 の具体的な使用例には船舶材、マリーナ用材も含まれている。

レゾルシノール樹脂などの熱硬化性樹脂は一般に 3 次元網目構造を形成し、いかなる溶剤にも溶けないので、接着剤自体の耐海水性は高い。また、構造用集成材の JAS 規格では、煮沸剥離試験および浸漬剥離試験が規定されている。煮沸剥離試験では、沸騰水に 5 時間浸漬→常温水に 1 時間浸漬→60±3℃で 24 時間乾燥、浸漬剥離試験では、常温水に 24 時間浸漬→60±3℃で 24 時間乾燥し、両試験とも両木口の剥離率が 10% 以下、かつ同一接着層の剥離率が 1/3 以下であれば合格となる。

しかし、実際の構造物では、乾燥、湿潤によって接着層に繰り返し生じるせん断応力が接着層を劣化させ、剥離が生じる場合がある。現在のところ、屋外で数十年間使用される木質材料の接着層の健全性を保証するシステムは確立されていないのが実情である<sup>14)</sup>。したがって、接着層の破壊がただちに全体の破壊に結びつかないような設計と、接着層の劣化の定期的な点検が必要である。

## 2.4 土木構造物への利用

序論で触れた地球規模の環境問題、2.1 で触れた間伐材の需要促進の必要性、2.2 で述べた EW の登場などを背景に、最近日本でも土木構造物に木材を積極的に利用する動きが出てきた。約 10 年前から近代的な木橋が相次ぎ建設され、湾曲集成材を用いたアーチや、プレストレスを導入した木床版などの木質構造部材が用いられている。材料には建設地点の地元産のスギ、カラマツなどの国産材、ベイマツやサザンパインなどの北米材、ボンゴシなどの特殊な高耐久性木材が用いられている<sup>15)</sup>。

港湾空間では水辺の公共施設を市民にとって親しみやすくするため、遊歩道などに木材が用いられている。ただし木材は主要構造部材としては用いられず、人が直接触れる部分に限定して用いられている。材料としては主として特殊な高耐久性木材が使われている。

米国、カナダ、オーストラリア、ニュージーランドなどでは、栈橋の杭など構造部材として木材が広く使用されている (写真-1~3)。またそれらの木質港湾構造物の強度および耐久性を確保するための研究開発が、積極的になされている。

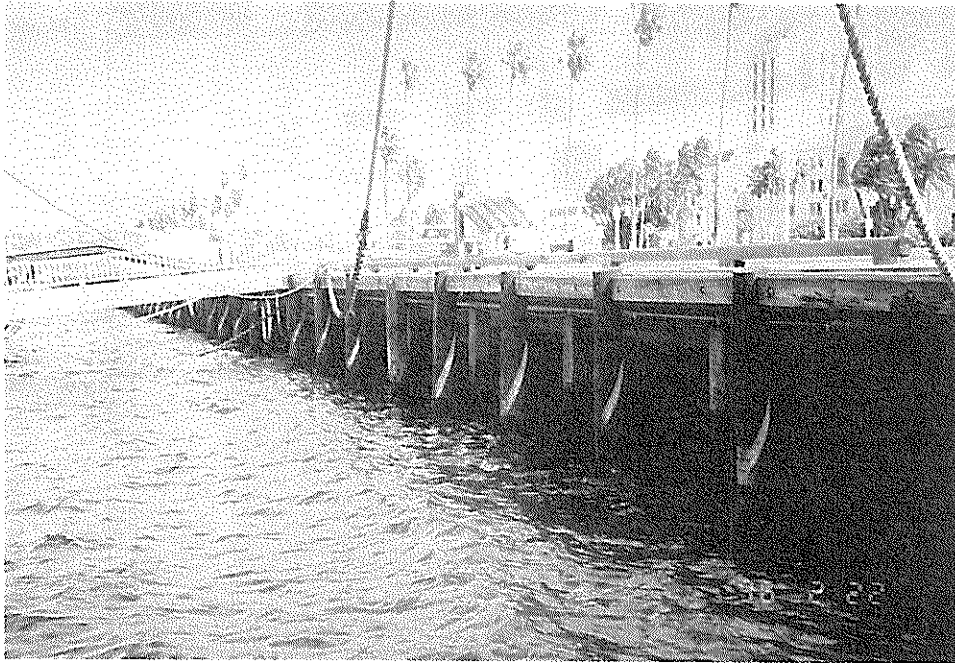


写真-1 米国カリフォルニア州 サンディエゴ港 (写真提供 濱田秀則)

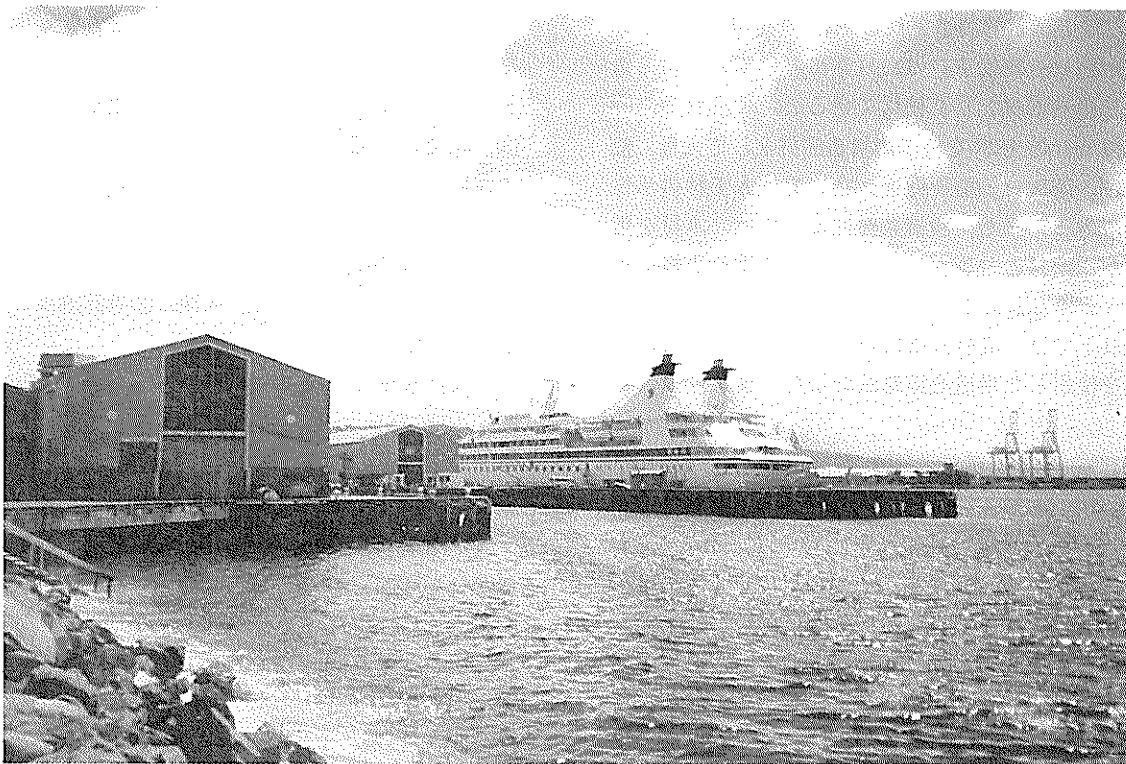


写真-2 ニュージーランド ウェリントン ラムトン港



写真-3 オーストラリア ノースシドニー ミルソズポイント埠頭

### 3. 棧橋の試設計の概要

#### 3.1 試設計の対象

構造設計を意識して製造される EW を使用し、現状の耐久性確保技術を駆使すれば、日本においても木材を棧橋の主要な構造部材として使用できると考えられる。間伐材から製造した EW を棧橋の構造部材として大量に使用できれば、間伐材の需要促進、ひいては人工林の活性化に寄与できる。また、設計条件によっては、木材を用いるほうが、鋼材とコンクリートを用いるよりも材料費を節減できる場合もあると考えられる。

そこで以下では、直杭式横棧橋の上部工もしくは杭として木材を使用した構造を概略設計した。構造形式として、

- ①鋼管杭+RC 上部工 (基本ケース)
- ②鋼管杭+木質上部工
- ③集成材杭+木質上部工
- ④丸太杭+木質上部工

の4種類を試設計の対象とした。①は現在の日本で最も一般的な形式である。②では上部工を木質構造とした。木質構造の種類として本研究では仮に集成材を用いたが、LVL、I ビーム、構造用合板など他の EW を用いることもできる。③では杭として集成材を使用した。④では丸太杭を使用した。丸太杭を検討に加えたのは、現在

ではヤング係数の測定などにより強度性能が明確化された丸太が使用できること、および丸太は他の EW よりも加工コストが小さいという長所を考慮したためである。

③、④では上部工は木質構造とした。木質杭+RC 上部工という形式は利点がないと考え、検討しなかった。

#### 3.2 設計条件

設計条件のうち、①設計水深、②設計震度、③上載荷重、を変化させた。

①設計水深は、棧橋の前面水深を、5m、6.5m、7.5m、9m、10m の5ケースとした。各水深の棧橋が対象とする船舶の重量トン数は、1000、3000、5000、10000、15000とした。仮定した対象船舶の諸元を表-1に示す。総トン数は重量トン数の1/1.9とした。排水トン数(DT、排水量とも呼ぶ)は、重量トン数(DW)から次式で求めた。

$$\log DT = 0.404 + 0.932 \log DW$$

喫水、全長、型幅の値は、貨物船の標準船型<sup>10)</sup>をもとに仮定した。棧橋の1ブロックの法線方向の長さ25mとし、棧橋の長さは対象船舶の全長を考慮して表-2のように設定した。

表-1 対象船舶の諸元

設計水深(m)	5	6.5	7.5	9	10
重量トン数	1000	3000	5000	10000	15000
総トン数	526	1579	2632	5263	7895
排水トン数	1585	4412	7103	13552	19775
喫水(m)	4.2	5.7	6.8	8.5	9.3
全長(m)	64	92	109	137	153
垂線間長(m)	58	85	100	132	146.5
型幅(m)	10.4	14.2	16.4	19.9	22.3

表-2 試設計した栈橋の諸元

設計水深(m)	5	6.5	7.5	9	10
ブロック数	3	4	5	6	7
法線方向の長さ(m)	75	100	125	150	175
法線直角方向の幅(m)	14	14	14	14	14
杭の本数	45	60	75	90	105

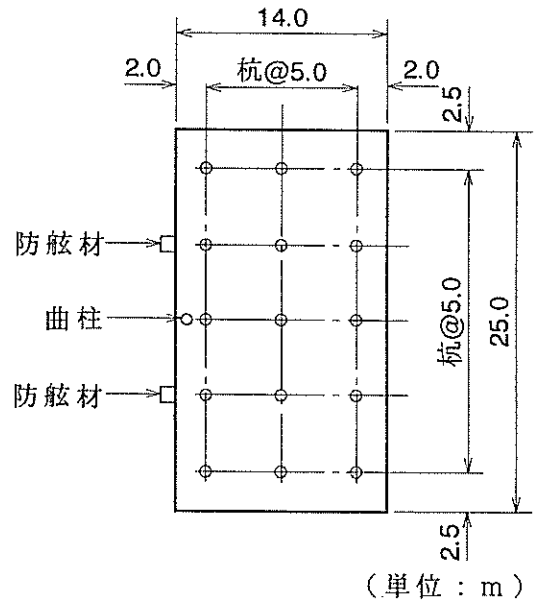


図-2 栈橋1ブロックの平面図

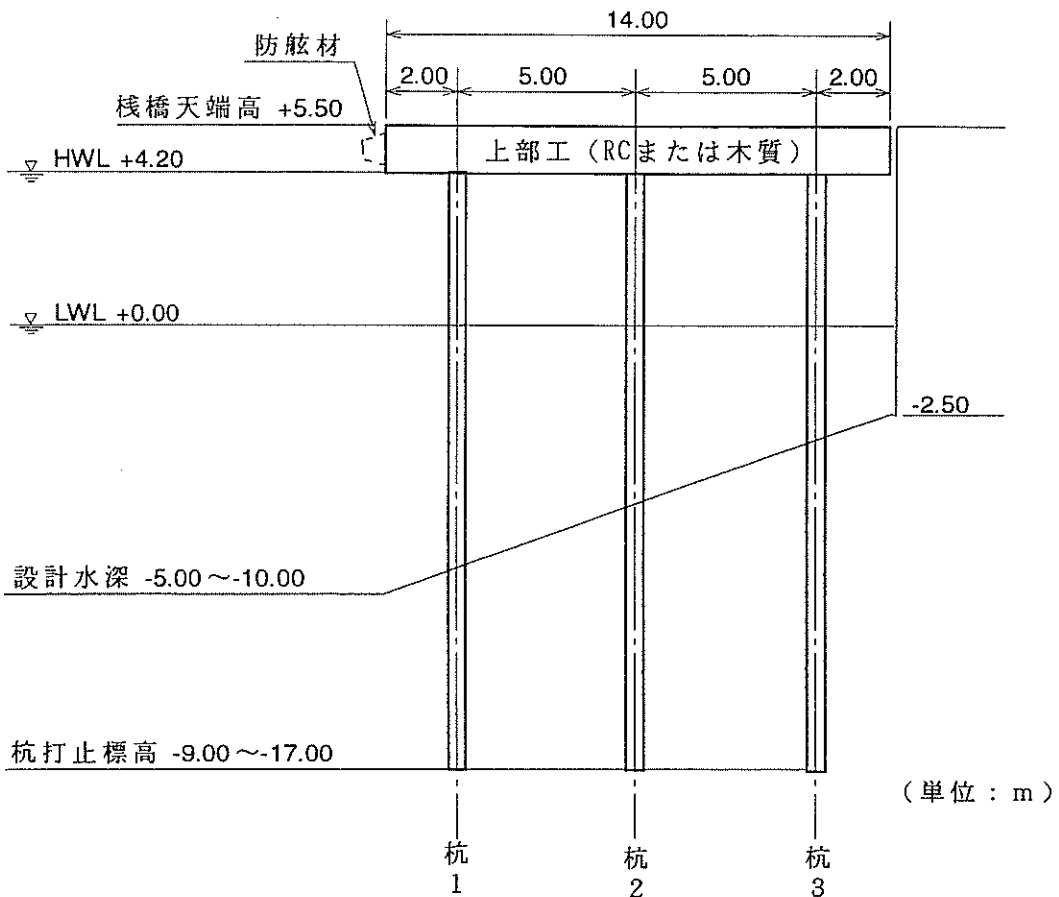


図-1 試設計した栈橋の断面の概要

②耐震性に関する設計は震度法で行った<sup>1)</sup>。設計震度は水平震度のみを考慮し、0.02, 0.10, 0.18, 0.27の4ケースとした<sup>2)</sup>。

③上載荷重は、5, 10, 15, 20kN/m<sup>2</sup>の4ケースとした。

その他の設計条件は下記のように設定し、各ケースに共通とした。

- ・潮位：朔望平均干潮位(LWL)を基準水準面とした。朔望平均満潮位(HWL)は+4.2mとした。
- ・栈橋の諸元：杭頭の標高を、HWLに一致させて+4.2mとした。栈橋の天端高を HWL 上+1.3m（天端標高+5.5m）とした。栈橋前面水深は前記のようにケースにより異なるが、栈橋背面の水深は全ケース-2.5mとし、前面から背面にかけて海底斜面勾配は一樣とした（図-1参照）。栈橋の法線直角方向の長さを14m、栈橋1ブロックの法線方向の長さを25mとした。杭の中心間隔は、法線方向、法線直角方向ともに5mとした。栈橋1ブロック当り、防舷材2基、曲柱1基を図-2の位置に設置した。栈橋陸側に設けられる渡版の重量は考慮しなかった。
- ・海底の地盤条件：粘性土とし、粘着力  $C=122.5\text{kN/m}^2$ 、 $N$  値 20 と仮定した。
- ・波浪荷重、風荷重は考慮しなかった。

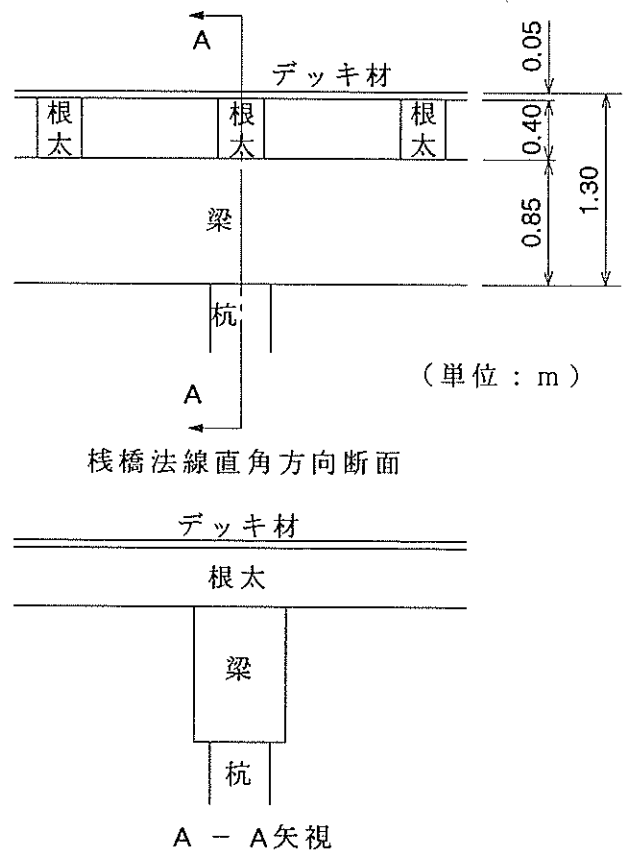


図-3 木質上部工の断面の概要

### 3.3 使用材料

試設計に使用した鋼材、コンクリート、木質材料の許容応力度とヤング係数の値を表-3に示す。鋼管杭は、JIS A 5525の規格を満たすSKK490材とした。コンクリートの設計基準強度は $24\text{N/mm}^2$ 、鉄筋の種類はSD295Aとした<sup>16)</sup>。異常時の照査に用いる鋼材とコンクリートの許容応力度の値は、表-3に示した常時の値に割増し係数1.5をかけた値とした。

木質上部工は図-3に示すように梁と根太（ねだ）とデッキ材で構成すると仮定した。梁と根太には構造用集成材針葉樹 B2 類 1 級、デッキ材には上級構造材IV類を使用すると仮定した。これは、国産間伐材の供給力が高いすぎを使用すると仮定して、すぎを含む樹種の許容応力度を用いたためである。

集成材杭としては、同等級ラミナで構成した構造用集成材 B2 類 1 級の使用を仮定した。なおラミナとは集成材を構成する板のことであり、曲げ部材ではふつう応力の大きい外側に品質の良い（等級の高い）ラミナを用い、特別の場合、すべて同じ等級のラミナを用いる。杭では軸圧縮力が主に生じることから、同等級ラミナ構成が有

注<sup>1)</sup> 1999年に改訂された新しい基準<sup>17)</sup>では、直杭式横栈橋の耐震性能の照査は、地盤の動的解析と栈橋の固有周期から照査用震度を設定して、簡便法または弾塑性解析により行うことが推奨されている。今回の試設計は改訂前の基準<sup>16)</sup>に基づいて震度法で行い、動的応答と非線形性を考慮した耐震性能照査に関する検討は行っていない。

注<sup>2)</sup> 港湾構造物の設計震度は、改訂前の基準<sup>16)</sup>では、地域別震度(0.05~0.15)、地盤種別係数(0.8~1.2)、重要度係数(0.5~1.5)の積として与えられた。したがって設計震度の値の範囲は、 $0.05 \times 0.8 \times 0.5 = 0.02$  から  $0.15 \times 1.2 \times 1.5 = 0.27$  までであった。新基準<sup>17)</sup>では、地域別震度の最小値が0.08、重要度係数の最小値が0.8に引き上げられたため、設計震度の最小値は $0.08 \times 0.8 \times 0.8 = 0.0512 \approx 0.05$ となった。また、新基準<sup>17)</sup>には栈橋と地盤の固有周期と地域区分からレベル1地震動に対する標準照査震度を設定する図が示されている。この図から得られる照査用震度は約0.025~0.7の範囲にある。



表-3 常時の照査に用いた長期許容応力度とヤング係数 (単位: N/mm<sup>2</sup>)

用途	鋼管杭	RC 上部工		木質梁・根太	集成材杭	丸太杭	デッキ材
種類	SKK490	コンクリート $f_{cd}'=24\text{N/mm}^2$	鉄筋 SD295A	構造用集成材 B2 類 1 級	構造用集成材 B2 類 1 級 同等級構成	上級構造材 Ⅲ類	上級構造材 Ⅳ類
圧縮	185	9	—	5.4	6.5	5.4	5.1
引張	185	—	176	5.1	6.1	4.1	3.7
曲げ	185	—	—	7.8	8.2	7.2	6.5
せん断	105	0.45 <sup>*1</sup> / 2.0 <sup>*2</sup>	—	0.6	0.6	0.9 <sup>*3</sup>	0.7 <sup>*3</sup>
ヤング係数	2.0×10 <sup>5</sup>	2.5×10 <sup>4</sup>	2.0×10 <sup>5</sup>	7.8×10 <sup>3</sup>	8.8×10 <sup>3</sup>	8.8×10 <sup>3</sup>	7.8×10 <sup>3</sup>

\*1 斜め引張鉄筋の計算をしない場合 \*2 斜め引張鉄筋の計算をする場合 \*3 割裂きを伴わないせん断の場合

利と考えた。丸太杭には古くから松杭が使われていることから、あかまつ、くろまつを含む上級構造材Ⅲ類の許容応力度を用いた。これは、「一般に丸太は、繊維が通直に近いため、曲げ強度は製材品より高くなる。したがって、その許容応力度は上級構造材と同じと考えてよく、すぎの実大実験でそのことが証明されている。」という木質構造設計規準<sup>9)</sup>の記述による。

なお、木質部材はいずれも常時湿潤状態にあると仮定し、木質構造設計規準<sup>9)</sup>に従って、同規準に示される通常の許容応力度の 70% の値を用いた。また、木質材料の短期許容応力度は、長期許容応力度の 2 倍とした<sup>1)</sup>。自重の計算に用いた材料の比重は、鋼材 7.85、コンクリート 2.3、鉄筋コンクリート 2.45 と設定した<sup>10)</sup>。木材の比重は、木質構造設計規準<sup>9)</sup>で接合部の設計に使う基準比重平均値として示されている値（あかまつ・くろまつ 0.50、すぎ 0.38）に、注入される保存処理剤の質量を加算して設定した。保存処理剤の注入量は、AWPA の規準<sup>9)</sup>を参考に 400kg/m<sup>3</sup> と仮定した。したがって木質上部工と集成材杭の比重は 0.78、丸太杭の比重は 0.90 と仮定した。

### 3.4 部材の諸元の仮定

鋼管杭では、流電陽極方式の電気防食の防食率を 90%、腐食速度を 0.2mm/年、耐用年数を 50 年と仮定し、 $0.2 \times 0.1 \times 50 = 1\text{mm}$  を腐食しろとして見込んだ。すなわち許容応力度の照査のための応力度の算定には、腐食後の板厚として初期の板厚から 1mm 減少させた値を用いた。初期の板厚は 10mm とした。集成材杭の断面形状は正方形と仮定した。

前述したように、杭頭標高+4.2m と天端標高+5.5m は各ケース共通とした。すなわち上部工の高さ方向の寸法を 1.3m とした。RC の上部工では、コンクリート舗装の厚さを 10cm とし、スラブの厚さを含む梁の高さを 1.2m とした。木質構造の上部工では、図-3 に示したように、

デッキ材の厚さ 5cm、根太の高さ 40cm、梁の高さ 85cm とした。

梁には上側が圧縮、下側が引張となる位置と、逆に上側が引張、下側が圧縮となる位置があるので、RC 梁では計算を簡単にするために上下に同量の主鉄筋を配置した。主鉄筋のかぶりは 100mm とした。梁にはせん断補強鉄筋（スターラップ）を配置した。スターラップ間隔は、梁の有効高さの 1/2 以下とした。

RC スラブは RC 梁によって両端固定支持されると仮定して、スラブの厚さと鉄筋量を決めた。スラブに作用する荷重は、上載荷重、舗装の重量、およびスラブの自重とした。スパン中央と固定端での曲げ応力度、および固定端でのせん断応力度を照査した。RC スラブの鉄筋のかぶりは、下側 100mm、上側 40mm とした。

木質構造のデッキ材は根太によって単純支持されると仮定した。上載荷重とデッキ材の自重によってデッキ材に発生する曲げ応力度とせん断応力度を照査した。その結果として根太の間隔を決めた。次に根太の応力度を照査し、根太の断面を決めた。根太は梁によって単純支持されると安全側に仮定した。

計算上の杭の長さは、港湾の施設の技術上の基準<sup>10)</sup>に従って以下のようにして求めた。まず、実斜面水深と前面水深の中間を仮想地表面とした。さらに仮想地表面の下  $1/\beta$  の点を、杭の仮想固定点とした。ここで  $\beta$  は次式で計算した。

$$\beta = (k_h \cdot D / 4EI)^{1/4}$$

ここで

$k_h$ : 横方向地盤反力係数

$D$ : 杭の直径または幅

$EI$ : 杭の曲げ剛性

杭頭から仮想固定点までの杭の長さを、計算上の杭の長さとした。

### 3.5 設計外力の計算

棧橋法線直角方向に並ぶ 3 本の杭と、これらの杭が支持する上部工を、門型フレームとみなす。このフレームに作用する地震力、接岸力、牽引力を計算し、それらの中の最大値を設計水平外力とした。

地震力は、地震時慣性力と、地震時動水圧の和とした。地震時慣性力は、震度法で求めた。すなわち上載荷重と上部工の質量と杭の質量/2 を合計した値に設計震度をかけて求めた。なお鉛直震度は 0 とした。

杭に作用する地震時動水圧は次式<sup>19)</sup>で計算した。

$$P = 3/4 \cdot \alpha \cdot \beta \cdot K_h \cdot w_0 \cdot A \cdot h$$

ここで

$P$  : 水面から海底までの動水圧の合力

$\alpha$  : 運動様式による補正係数 (=1.0)

$\beta$  : 構造物の形状による補正係数

$$b/h \leq 2 \text{ のとき } \beta = (b/a)(1 - b/4h)$$

$$2 < b/h \leq 4 \text{ のとき } \beta = (b/a)(0.7 - b/10h)$$

$a$  : 動水圧の作用方向の部材幅

$b$  : 動水圧の作用方向に対して直角方向の部材幅

$h$  : 水深 (=HWL-実斜面水深)

$K_h$  : 水平震度

$w_0$  : 海水の単位体積重量

$A$  : 構造物の水平断面積

動水圧の合力の作用位置の HWL からの距離  $y_0$  は次式で求めた。

$$y_0 = 4/7 \cdot h$$

接岸エネルギーは次式<sup>17)</sup>で求めた。

$$E_j = (M_s \cdot V^2 / 2) \cdot C_e \cdot C_m \cdot C_s \cdot C_c$$

ここで

$E_j$  : 船舶の接岸エネルギー (kJ)

$M_s$  : 船舶の質量 (t)

$V$  : 接岸速度 (=0.1m/s とした。)

$C_e$  : 偏心係数 =  $1/[1+(L/r)^2]$

$L$  : 接触点と重心との距離 (m)

$r$  : 環動半径 (m)

$C_m$  : 仮想質量係数 =  $1+(\pi/2C_b) \cdot (d/B)$

$C_b$  : ブロック係数 =  $\nabla/(L_{pp} \cdot B \cdot d)$

$L_{pp}$  : 垂線間長 (m)

$d$  : 喫水 (m)

$B$  : 型幅 (m)

$\nabla$  : 船舶の排水体積 (m<sup>3</sup>)

$C_s$  : 柔軟性係数 (=1.0 とした。)

$C_c$  : パースの形状係数 (=1.0 とした。)

接岸エネルギー  $E_j$  を吸収するときの防舷材反力  $R_f$  の値は、ゴム製防舷材のカタログを参考にして、

$$R_f = 6.5 \cdot E_j$$

(ただし  $R_f$  の単位は kN,  $E_j$  の単位は kJ)

と仮定した。

牽引力は、港湾の施設の技術上の基準<sup>17)</sup>に示される船舶の牽引力の表を用いて、船舶の総トン数に対応して曲柱に作用する牽引力の値を求めた。1 ブロック当り 5 組のフレームに牽引力が均等に伝わりと仮定して、曲柱に作用する牽引力の値の 1/5 を、フレームに作用する牽引力とした。

設計鉛直力は、上載荷重と自重である。許容応力度の照査は、常時(上載荷重+自重)と異常時(上載荷重+自重+水平外力)に分けて行う。異常時の照査用の上載荷重は、常時の照査用の上載荷重の 1/2 とした。

### 3.6 断面力の計算

杭の断面力は、ふつう RC 上部工を剛体と仮定して計算される。上部工に木質構造を用いたとき、上部工を剛体と仮定するか弾性体と仮定するかで計算結果がどの程度異なるのかを、両方の仮定のもとに計算して調べた。

上部工を剛体と仮定すれば、水平外力による各杭の水平変位は同一である。したがって各杭の分担する水平力は、次式のように各杭の水平剛性に比例する。

$$H_i = (K_i / \sum K_i) \cdot H$$

ここで

$H_i$  : 杭  $i$  が分担する水平力

$K_i$  : 杭  $i$  の水平剛性 (=  $12E_i I_i / L_i^3$ )

$L_i$  : 杭  $i$  の計算上の長さ

$H$  : 設計水平外力

杭頭における曲げモーメントの大きさは、

$$M_i = L_i H_i / 2$$

ここで

$M_i$  : 杭  $i$  の杭頭の曲げモーメント

となる。

この曲げモーメントが上部工の梁に伝わる。杭との接合部における梁の曲げモーメントの大きさは、

$$M_{1,2} = M_1$$

$$M_{2,1} = M_{2,3} = 0.6M_2$$

$$M_{3,2} = M_3$$

ここで

$M_{1,2}$  : 杭 1 との接合部における、杭 1-杭 2 間の梁の曲げモーメント

$M_{2,1}$ : 杭 2 との接合部における, 杭 1-杭 2 間の梁の曲げモーメント

$M_{2,3}$ : 杭 2 との接合部における, 杭 2-杭 3 間の梁の曲げモーメント

$M_{3,2}$ : 杭 3 との接合部における, 杭 2-杭 3 間の梁の曲げモーメント

梁のせん断力は,

$$S_{2,1} = (M_{2,1} + M_{1,2}) / L_b$$

$$S_{2,3} = (M_{2,3} + M_{3,2}) / L_b$$

ここで

$S_{2,1}$ : 杭 1-杭 2 間の梁のせん断力

$S_{2,3}$ : 杭 2-杭 3 間の梁のせん断力

$L_b$ : 梁のスパン (= 杭の間隔)

となる.

このせん断力によって杭に加わる付加的な鉛直力は,

$$\mu P_1 = -S_{2,1}$$

$$\mu P_2 = S_{2,1} - S_{2,3}$$

$$\mu P_3 = S_{2,3}$$

ここで

$\mu P_i$ : 水平力によって杭  $i$  に加わる鉛直力 (下向きを正とする)

となる.

上載荷重, 自重, および水平力による杭  $i$  の軸力は,

$$N_i = \mu P_i + P_i$$

ここで

$N_i$ : 杭  $i$  の軸力 (圧縮を正とする)

$P_i$ : 上載荷重と自重による杭  $i$  の鉛直力 (下向きを正とする)

となる.

以上では, 上部工を剛体として杭の断面力を計算している.

次に, 上部工の梁と杭を合わせて図-4 に示すような門型フレームにモデル化して構造解析した. 杭は仮想固定点で固定支持されると仮定すると, 水平反力  $H_i$ , 鉛直反力  $R_i$ , 曲げモーメント反力  $M_i$  ( $i$ : 杭の番号) が各杭の固定点に生じる. 未知反力の数が 9, 釣り合い式の数が 3 (水平方向, 鉛直方向, 曲げモーメント) であるから, 6 次不静定フレームである. なお今回の計算では杭と梁の接合部は完全剛節と仮定した.  $M_1, M_2, H_1, H_2, R_1, R_2$  を未知数とする 6 元連立 1 次方程式を解いて, 各部材の任意の位置での断面力を求めた.

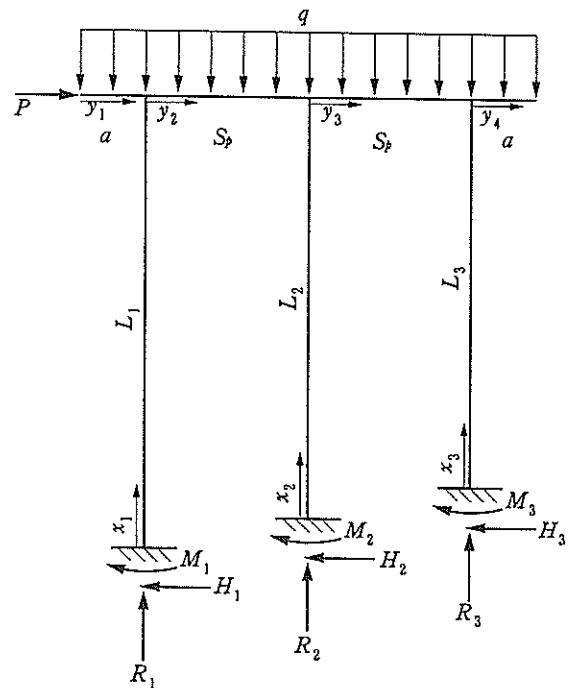


図-4 杭と梁をモデル化した門型フレーム

### 3.7 許容応力度の照査

#### (1) 常時の杭の圧縮応力度の照査

圧縮応力度は次式で求めた.

$$\sigma_c = N/A$$

ここで

$\sigma_c$ : 圧縮応力度

$N$ : 軸力

$A$ : 断面積

圧縮応力度の照査に用いる許容応力度としては, 部材の細長比に応じて低減させた許容座屈応力度を用いた. なお細長比は次式で表される.

$$\lambda = L/i$$

ここで

$\lambda$ : 細長比

$L$ : 部材の座屈計算用の長さ

$i$ : 断面 2 次半径  $= (I/A)^{0.5}$

$I$ : 断面 2 次モーメント

$A$ : 断面積

ただし杭の座屈計算用の長さ  $L$  は, 杭頭から仮想固定点までの距離とした. また鋼管杭では  $I$  と  $A$  の値として腐食後の断面積の値を用いた.

細長比に応じた許容座屈応力度の計算式は, 鋼管杭と木質構造とで多少異なっている. 港湾の施設の技術上の

基準<sup>17)</sup>より、鋼管杭 SKK490 の許容座屈応力度（単位：N/mm<sup>2</sup>）は、

$\lambda \leq 16$ の場合	185
$16 < \lambda \leq 79$ の場合	$185 - 1.2(\lambda - 16)$
$\lambda > 79$ の場合	$1,200,000 / (5,000 + \lambda^2)$

とした。

一方、木質構造設計規準<sup>18)</sup>より、木質構造の圧縮材については許容座屈応力度を、

$$f_k = \eta f_c$$

ここで

$f_k$ ：許容座屈応力度

$f_c$ ：許容圧縮応力度

$\eta$ ：座屈低減係数

$$\lambda \leq 30 \text{ の場合} \quad \eta = 1$$

$$30 < \lambda \leq 100 \text{ の場合} \quad \eta = 1.3 - 0.01\lambda$$

$$\lambda > 100 \text{ の場合} \quad \eta = 3000 / \lambda^2$$

によって求めた。

そして

$$\sigma_c \leq f_k$$

であることを照査した。

### (2) 異常時の杭の曲げ圧縮応力度の照査

異常時に関しては、鉛直力による圧縮応力と水平力による曲げ応力の複合応力を照査した。

$$\sigma_c / f_k + \sigma_b / f_b \leq 1$$

ここで

$f_b$ ：許容曲げ応力度

$\sigma_b$ ：曲げ応力度  $= M/Z$

$M$ ：設計曲げモーメント

$Z$ ：断面係数

### (3) 梁の曲げ応力度

RC 梁の曲げに関して、この試設計の計算では、スラブの有効幅は考慮せず、長方形断面梁として扱った。ひび割れ発生後の中立軸深さを、力とモーメントの釣り合いから求めた。この中立軸深さをを用いて、ひび割れ発生後の断面 2 次モーメントを求めた。

材せいが 30cm を超える木質梁の許容曲げ応力度には、木質構造設計規準<sup>18)</sup>に従って次式で算定した寸法調整係数を乗じた。

$$C_f = C_i \times C_h \times (30/h)^{1.9}$$

ここで

$C_f$ ：寸法調整係数

$C_i$ ：荷重調整係数

一点集中荷重の場合：1.08

等分布荷重の場合：1.00

3 分点荷重の場合：0.97

$C_h$ ：スパン梁せいの調整係数

スパン/せい=7 のとき  $C_h=1.06$

スパン/せい=14 のとき  $C_h=1.02$

スパン/せい=21 のとき  $C_h=1.00$

スパン/せい=28~35 のとき  $C_h=0.98$

$h$ ：材せい (cm)

### (4) せん断応力度

異常時の杭のせん断応力度、ならびに常時および異常時の木質梁のせん断応力度は次式で求めた。

$$\tau = \alpha Q/A$$

ここで

$\alpha$ ：断面形状で定まる値で、円形断面で 1.0、長方形断面で 1.5 とした<sup>19)</sup>。

$Q$ ：設計用せん断力

RC 梁のせん断応力度の照査は、コンクリート標準示方書<sup>19)</sup>の「第 13 章 許容応力度法による設計」に従って行った。せん断応力度は、次式で計算した。

$$\tau = V/bz$$

ここで

$\tau$ ：せん断応力度

$V$ ：せん断力

$b$ ：梁の幅

$z$ ：梁断面の圧縮合力作用点から引張鉄筋筋心までの距離

RC 梁にはスターラップを配置するものとした。スターラップの必要最少断面積は次式で計算した。

$$A_w = V_s s / \sigma_{su} z$$

ここで、

$A_w$ ：区間  $s$  におけるスターラップの総断面積

$V_s$ ：スターラップが受けるせん断力  $= V - V_c$

$V_c$ ：コンクリートが受けるせん断力

$$(\approx 0.5 \tau_{d1} \cdot b \cdot z)$$

$\tau_{d1}$ ：斜め引張鉄筋の計算をしない場合の許容せん断応力度

$s$ ：スターラップの梁軸方向の間隔

$\sigma_{su}$ ：スターラップの許容応力度

### 3.8 杭の根入れ深さの照査

杭の横抵抗（軸直角方向の支持力）を得るために必要な根入れ深さを  $3/\beta$  と設定した。ここで根入れ深さは、仮想地表面から杭打止標高までの深さとした。 $\beta$  は前述

の式で求めた。一般に根入れ深さが  $3/\beta$  以上あれば、横抵抗の観点からの根入れ長は問題ないことが多い。

杭の軸方向の支持力  $R_u$  は、次式で求めた。

$$R_u = 8c_p A_p + (2N_m \cdot L_s + c_a \cdot L_c) \cdot \Psi$$

ここで、

$R_u$  : 杭の軸方向の支持力(kN)

$c_p$  : 粘性土地盤の粘着力(kN/m<sup>2</sup>)

$A_p$  : 杭の先端面積(m<sup>2</sup>)

$N_m$  : 砂地盤の平均の  $N$  値

$L_s$  : 砂地盤の杭の長さ(m) (今回の試設計では 0)

$c_a$  : 粘性土地盤の平均付着力(kN/m<sup>2</sup>)

$L_c$  : 粘性土地盤の杭の長さ(m)

$\Psi$  : 杭の周囲の長さ(m)

そして

$$R_u/N > \text{s.f.}$$

を満たすように根入れ深さを設定した。

ここで

$N$  : 杭の軸圧縮力

s.f. : 安全係数 (常時荷重に対して 2.5, 異常時荷重に対して 2.0)

### 3.9 変位の計算

まず上部工を剛体と仮定して、設計用水平力  $P$  による栈橋上部工の変位  $\delta$  を、

$$\delta = P / \sum K_i$$

として求めた。

次に、上部工を弾性体と仮定して、杭と合わせて図-4 に示すような門型フレームとみなした。単位荷重の定理により変位を求めた。すなわち、杭 1~3, 梁 1~4 の各部材について下記の積分を実行し、その合計を変位  $\delta$  とした。

$$\int_0^L \{ m(x) M(x) / EI + v(x) V(x) / 2kGA \} dx$$

ここで

$L$  : 部材長さ

$m(x), v(x)$  : 変位を求める位置に大きさ 1 の水平力が作用したとき位置  $x$  に生じる曲げモーメントとせん断力

$M(x), V(x)$  : 設計用水平力  $P$  が作用したとき位置  $x$  に生じる曲げモーメントとせん断力

$E$  : ヤング係数

$I$  : 断面 2 次モーメント

$k$  : 断面形状によって決まる係数であり、せん断応力を求めるための補正係数と呼ばれる。

$G$  : せん断弾性係数

$A$  : 断面積

一般の棒部材ではせん断変形の項  $(v(x)V(x)/2kGA)$  を無視するケースが多いが、今回の計算では、せん断弾性係数/ヤング係数が鋼材やコンクリートと比較してかなり小さい木材を使用することから、せん断変形の項も考慮することにした。

## 4. 試設計の結果と考察

### 4.1 試設計結果の一例

試設計結果の一例として、設計水深 7.5m, 設計震度 0.18, 常時上載荷重 10kN/m<sup>2</sup> の条件における、鋼管杭+木質上部工のケースの概要を以下に示す。

#### (1) 設計外力の計算

鋼管杭の諸元 (腐食前)

外径 0.360m (仮定)

肉厚 0.010m

断面積 0.01100m<sup>2</sup>

断面 2 次モーメント 0.00017m<sup>4</sup>

断面係数 0.00094m<sup>3</sup>

座屈方向の断面 2 次半径 0.124m

鋼管杭の諸元 (腐食後)

外径 0.358m

肉厚 0.009m

断面積 0.00987m<sup>2</sup>

断面 2 次モーメント 0.00015m<sup>4</sup>

断面係数 0.00084m<sup>3</sup>

座屈方向の断面 2 次半径 0.123m

上部工の諸元

梁

幅 0.45m (仮定)

高さ 0.85m

断面積 0.3825m<sup>2</sup>

断面 2 次モーメント 0.0230m<sup>4</sup>

根太

間隔 1.40m (仮定)

幅 0.25m (仮定)

高さ 0.40m

断面積 0.1m<sup>2</sup>

断面 2 次モーメント 0.00133m<sup>4</sup>

デッキ材



高さ 0.05m (仮定)  
断面積  $0.05\text{m}^2/\text{m}$  (単位幅当り)  
断面 2 次モーメント  $1.04 \times 10^{-5}\text{m}^4/\text{m}$  (単位幅当り)

#### デッキ材の許容応力度の照査

常時の上載荷重  $10\text{kN}/\text{m}^2$   
デッキ材の自重  $0.38\text{kN}/\text{m}^2$   
デッキ材のスパン中央の曲げモーメント  $2.5\text{kNm}/\text{m}$   
(単位幅当り)  
根太位置でのせん断力  $7.12\text{kN}/\text{m}$  (単位幅当り)  
デッキ材のスパン中央の曲げ応力度  
 $5.99\text{N}/\text{mm}^2 < 6.5\text{N}/\text{mm}^2$  (許容応力度) OK  
根太位置でのせん断応力度  
 $0.214\text{N}/\text{mm}^2 < 0.7\text{N}/\text{mm}^2$  (許容応力度) OK

#### 根太の許容応力度の照査

根太の単位長さ当りの鉛直荷重  
常時の上載荷重  $14\text{kN}/\text{m}$   
デッキ材の自重  $0.54\text{kN}/\text{m}$   
根太の自重  $0.76\text{kN}/\text{m}$   
根太のスパン中央の曲げモーメント  $46.9\text{kNm}$   
梁位置でのせん断力  $37.5\text{kN}$   
根太のスパン中央の曲げ応力度  
 $7.04\text{N}/\text{mm}^2 < 7.8\text{N}/\text{mm}^2$  (許容応力度) OK  
梁位置でのせん断応力度  
 $0.564\text{N}/\text{mm}^2 < 0.6\text{N}/\text{mm}^2$  (許容応力度) OK

#### 実斜面水深

杭 1 = 6.79m, 杭 2 = 5.00m, 杭 3 = 3.21m  
仮想地表面 (前面水深と実斜面の中間の高さ)  
杭 1 = 7.14m, 杭 2 = 6.25m, 杭 3 = 5.36m  
杭の仮想固定点 仮想地表面下  $1/\beta = 1.67\text{m}$   
杭頭の標高 4.20m  
杭の計算上の長さ  
杭 1 = 13.02m, 杭 2 = 12.12m, 杭 3 = 11.23m

#### 設計水平外力の計算 (杭 1, 杭 2, 杭 3 と上部工の法線

方向長さ 5m 当り)  
上部工の質量 10.81t  
杭の質量/2 1.57t  
上載質量 35t  
地震時慣性力 = 質量  $\times$  設計震度  $8.5\text{tf} = 84\text{kN}$   
地震時動水圧 2.0kN  
地震力 = 慣性力 + 動水圧 86kN

接岸エネルギー 30.0kJ  
防舷材反力 195kN  
接岸力 78kN

牽引力 70kN

地震力 > 接岸力 > 牽引力より,  
設計水平外力として地震力 86kN を用いる。  
各杭の設計水平外力  
杭 1 = 23kN, 杭 2 = 28kN, 杭 3 = 35kN

#### 杭の設計鉛直外力 = 自重 + 上載荷重

常時計算用  
杭 1 = 265kN, 杭 2 = 292kN, 杭 3 = 264kN  
異常時計算用  
杭 1 = 154kN, 杭 2 = 170kN, 杭 3 = 153kN

#### (2) 許容応力度の照査

##### (a) 梁を剛体と仮定した計算

設計水平外力による杭頭曲げモーメント  
杭 1 = 147kNm, 杭 2 = 170kNm, 杭 3 = 197kNm  
杭頭での梁の曲げモーメント  
杭 1 = 147kNm, 杭 2 = 102kNm, 杭 3 = 197kNm  
梁のせん断力  
杭 1 - 杭 2 間 = 50kN, 杭 2 - 杭 3 間 = 60kN  
設計水平外力によって発生する鉛直力 (下向き正)  
杭 1 = -60kN, 杭 2 = -10kN, 杭 3 = 60kN  
設計水平外力作用時 (異常時) の杭の軸力 (圧縮正)  
杭 1 = 105kN, 杭 2 = 160kN, 杭 3 = 213kN

#### 許容応力度の照査

杭の細長比  
杭 1 = 105.5, 杭 2 = 98.2, 杭 3 = 91.0  
座屈低減係数  
杭 1 = 0.392, 杭 2 = 0.431, 杭 3 = 0.476  
長期許容圧縮応力度  $185\text{N}/\text{mm}^2$   
長期許容座屈応力度  
杭 1 =  $72.9\text{N}/\text{mm}^2$ , 杭 2 =  $80.3\text{N}/\text{mm}^2$ ,  
杭 3 =  $88.6\text{N}/\text{mm}^2$   
杭の圧縮応力度 (常時)  
杭 1 =  $26.9\text{N}/\text{mm}^2 < 72.9\text{N}/\text{mm}^2$  OK  
杭 2 =  $29.6\text{N}/\text{mm}^2 < 80.3\text{N}/\text{mm}^2$  OK  
杭 3 =  $26.7\text{N}/\text{mm}^2 < 88.6\text{N}/\text{mm}^2$  OK

短期許容圧縮応力度  $278\text{N}/\text{mm}^2$

短期許容座屈応力度

杭 1=110N/mm<sup>2</sup>, 杭 2=120N/mm<sup>2</sup>,  
杭 3=133 N/mm<sup>2</sup>

杭の圧縮応力度 (異常時)

杭 1=10.6N/mm<sup>2</sup>, 杭 2=16.2N/mm<sup>2</sup>,  
杭 3=21.6N/mm<sup>2</sup>

圧縮応力度/許容座屈応力度

杭 1=0.10, 杭 2=0.13, 杭 3=0.16

短期許容曲げ応力度 278N/mm<sup>2</sup>

杭頭での曲げ圧縮応力度

杭 1=175N/mm<sup>2</sup>, 杭 2=202N/mm<sup>2</sup>,  
杭 3=235 N/mm<sup>2</sup>

曲げ圧縮応力度/許容曲げ応力度

杭 1=0.63, 杭 2=0.72, 杭 3=0.84

(圧縮応力度/許容座屈応力度) + (曲げ圧縮応力度/  
許容曲げ応力度)

杭 1=0.72<1.0 OK

杭 2=0.86<1.0 OK

杭 3=0.99<1.0 OK

根入れ深さ

横抵抗を得るために必要な深さ  $3/\beta = 5.02\text{m}$

杭打ち止め標高を -12.5m とすると, 仮想地表面から  
杭打ち止め標高までの距離は

杭 1=5.36m>3/β OK

杭 2=6.25m>3/β OK

杭 3=7.14m>3/β OK

支持力 1112kN

支持力/常時鉛直外力 (安全率 s.f.=2.5)

杭 1=4.2>s.f. OK

杭 2=3.8>s.f. OK

杭 3=4.2>s.f. OK

支持力/異常時鉛直外力 (安全率 s.f.=2.0)

杭 1=10.6>s.f. OK

杭 2=6.9>s.f. OK

杭 3=5.2>s.f. OK

杭頭の水平変位 = 設計水平外力 / 杭の水平ばね定数 =  
13.4cm

(b) 梁と杭を門型フレームにモデル化した計算

杭の圧縮力 (常時)

杭 1=254kN, 杭 2=285kN, 杭 3=254kN

杭の圧縮応力度 (常時)

杭 1=25.7N/mm<sup>2</sup><72.9N/mm<sup>2</sup> OK

杭 2=28.9N/mm<sup>2</sup><80.3N/mm<sup>2</sup> OK

杭 3=25.7N/mm<sup>2</sup><88.6N/mm<sup>2</sup> OK

杭の圧縮力 (異常時)

杭 1=92.1kN, 杭 2=166kN, 杭 3=191kN

杭の圧縮応力度 (異常時)

杭 1=9.3N/mm<sup>2</sup>, 杭 2=16.8N/mm<sup>2</sup>,

杭 3=19.4 N/mm<sup>2</sup>

圧縮応力度/許容座屈応力度

杭 1=0.09, 杭 2=0.14, 杭 3=0.15

杭の曲げ圧縮応力度最大値

杭 1=182N/mm<sup>2</sup>, 杭 2=213N/mm<sup>2</sup>,

杭 3=238 N/mm<sup>2</sup>

曲げ圧縮応力度/許容曲げ応力度

杭 1=0.65, 杭 2=0.76, 杭 3=0.85

(圧縮応力度/許容座屈応力度) + (曲げ圧縮応力度/  
許容曲げ応力度)

杭 1=0.74<1.0 OK

杭 2=0.90<1.0 OK

杭 3=0.99<1.0 OK

杭のせん断力 (異常時)

杭 1=23kN, 杭 2=29kN, 杭 3=34kN

せん断応力度

杭 1=2.4N/mm<sup>2</sup>, 杭 2=2.9N/mm<sup>2</sup>, 杭 3=3.4 N/mm<sup>2</sup>  
<162N/mm<sup>2</sup> (短期許容せん断応力度) OK

常時の梁の最大曲げモーメント 120kNm

寸法調整係数 0.94

常時の梁の最大曲げ応力度

2.2N/mm<sup>2</sup><7.3N/mm<sup>2</sup> (長期許容応力度) OK

常時の梁の最大せん断力 143kN

常時の梁の最大せん断応力度

0.56N/mm<sup>2</sup><0.6N/mm<sup>2</sup> (長期許容応力度) OK

異常時の梁の最大曲げモーメント

247kNm (杭 3 との接合部海側)

異常時の梁の最大曲げ応力度

4.6N/mm<sup>2</sup><14.6N/mm<sup>2</sup> (短期許容応力度) OK

異常時の梁の最大せん断力 132.3kN

常時の梁の最大せん断応力度

0.52N/mm<sup>2</sup><1.2N/mm<sup>2</sup> (短期許容応力度) OK

水平変位 (単位荷重の定理による計算値)

曲げ成分  $\int (mM/EI)dx=13.9\text{cm}$

せん断成分  $\int (vV/2\kappa GA)dx=0.2\text{cm}$

合計 14.1cm

杭の断面は上記のケースを含む多くのケースで、異常時の曲げで決まった。ただし上載荷重が大きく ( $20\text{kN/m}^2$ )、設計水深が小さく ( $5\sim 6.5\text{m}$ )、設計震度が小さい ( $0.02$ ) ケースでは、常時の圧縮で決まるケースもあった。

木質上部工の梁の断面は、多くのケースで常時のせん断で決まった。ただし上載荷重が小さく ( $5\sim 10\text{kN/m}^2$ ) 設計水深が大きい ( $9\sim 10\text{m}$ ) ケースでは、異常時の曲げとせん断で決まるケースがあった。

## 4.2 木質上部工の適用性

### (1) 上部工の質量

設計水深  $7.5\text{m}$ 、設計震度  $0.18$  のときの、上部工の体積と上載荷重の関係を図-5に示す。木質上部工の体積は RC 上部工の体積の  $0.35$  (上載荷重  $5\text{kN/m}^2$  のとき)  $\sim 0.7$  (上載荷重  $20\text{kN/m}^2$  のとき) であった。上部工の寸法はほとんど上載荷重だけで決まったので、この比は他の設計水深と設計震度でも同様の値であった。木材の比重を  $0.78$ 、RC の比重を  $2.45$  とすると、木質上部工の質量は、RC 上部工の質量の  $0.11\sim 0.22$  であった。

### (2) 支配的な水平力

4.1 に示した例では設計水平外力は地震力であったが、表-4に示すように設計条件により接岸力または牽引力となるケースもあった。表-4の左側が鋼管杭+RC 上部工、右側が鋼管杭+木質上部工の場合である。なお、集成材杭または丸太杭+木質上部工の場合は、鋼管杭+木質上部工の場合とほぼ同様なので表-4では省略した。

設計水深  $5\sim 6.5\text{m}$ 、設計震度  $0.02$  では、牽引力が支配的であった。設計水深  $5\sim 6.5\text{m}$ 、設計震度  $0.10\sim 0.27$  では、RC 上部工の場合、全ケースで地震力が支配的なのに対し、木質上部工の場合は、上部工が軽量で地震力が小さいため牽引力が支配的なケースもあった。

設計水深  $7.5\sim 10\text{m}$  では、接岸力または地震力が支配的であった。設計水深が増すと接岸力が支配的なケースが増え、設計水深  $10\text{m}$  ではほとんどのケースで接岸力が支配的であった。RC 上部工の場合地震力が支配的となる設計条件で、木質上部工の場合接岸力が支配的となるケースがあった。

設計水深  $7.5\text{m}$   
栈橋長さ  $125\text{m}\times$  幅  $14\text{m}$   
設計水平震度  $0.18$

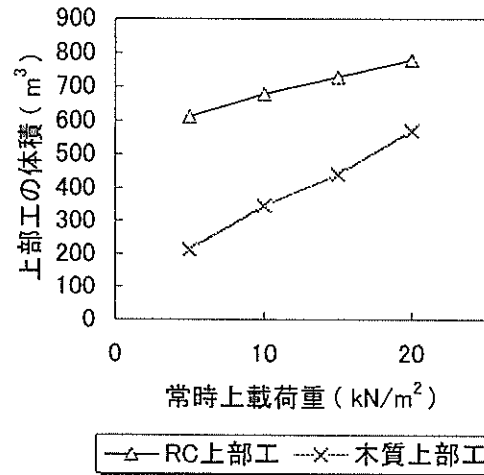


図-5 上部工の体積

RC 上部工の場合、木質上部工の場合ともに、牽引力または接岸力が支配的となるケースでは、設計水平外力は上部工の構造によって変わらない。RC の場合のみ、もしくは RC、木質ともに地震力が支配的となるケースでは、軽量な木質上部工を用いる方が、設計水平外力が小さくなる。

### (3) 杭の直径

表-5に設計の結果決定した鋼管杭の直径を示す。木質上部工の場合の杭径の、RC 上部工の場合の杭径に対する比を表の右側に示した。杭の肉厚は  $10\text{mm}$  で一定としたので、この比は断面積の比とほぼ等しいと考えてよい。地震力が支配的なケースで、木質/RC 比は設計震度が大きいほど小さく、最小  $0.57$  となった。牽引力または接岸力が支配的なケースでは、設計水深が小さい場合、木質/RC 比は  $0.9$  前後であるが、設計水深が大きいとほぼ  $1.0$  となった。

### (4) 杭の長さ

表-6に杭の根入れ深さの照査により決定した鋼管杭の長さを示す。木質上部工の場合、RC 上部工の場合よりも必要な杭長が短いケースが多く、とくに設計水深  $5\sim 6.5\text{m}$ 、設計震度  $0.02$  のときは  $20\%$  以上短かった。杭長が地盤の支持力で決まるケースでは、上部工が軽い方が支持すべき鉛直荷重が小さいので、摩擦杭の杭長を短くできる。ただし摩擦杭ではなく支持杭の場合には、上部工の重量は杭長に影響しない。杭長が横抵抗で決まるケースでは、木質上部工の場合、RC 上部工の場合より

表-4 支配的な水平力

設計水深 (m)	上載 荷重 (kN/m)	鋼管杭+RC 上部工				鋼管杭+木質上部工			
		設計震度				設計震度			
		0.02	0.10	0.18	0.27	0.02	0.10	0.18	0.27
5	5	M	S	S	S	M	M	M	S
	10	M	S	S	S	M	M	S	S
	15	M	S	S	S	M	S	S	S
	20	M	S	S	S	M	S	S	S
6.5	5	M	S	S	S	M	M	M	S
	10	M	S	S	S	M	M	S	S
	15	M	S	S	S	M	S	S	S
	20	M	S	S	S	M	S	S	S
7.5	5	B	B	S	S	B	B	B	B
	10	B	S	S	S	B	B	S	S
	15	B	S	S	S	B	B	S	S
	20	B	S	S	S	B	S	S	S
9	5	B	B	B	S	B	B	B	B
	10	B	B	B	S	B	B	B	B
	15	B	B	S	S	B	B	B	B
	20	B	B	S	S	B	B	B	S
10	5	B	B	B	B	B	B	B	B
	10	B	B	B	B	B	B	B	B
	15	B	B	B	S	B	B	B	B
	20	B	B	B	S	B	B	B	B

M: 牽引力, S: 地震力, B: 接岸力

表-5 鋼管杭の直径 (m) の上部工構造による比較

設計水深 (m)	上載 荷重 (kN/ m)	鋼管杭+RC 上部工				鋼管杭+木質上部工				木質/RC			
		設計震度				設計震度				設計震度			
		0.02	0.10	0.18	0.27	0.02	0.10	0.18	0.27	0.02	0.10	0.18	0.27
5	5	0.28	0.33	0.42	0.51	0.25	0.25	0.25	0.29	0.89	0.76	0.60	0.57
	10	0.29	0.38	0.48	0.59	0.27	0.26	0.33	0.39	0.93	0.68	0.69	0.66
	15	0.30	0.41	0.53	0.65	0.27	0.30	0.39	0.47	0.90	0.73	0.74	0.72
	20	0.33	0.45	0.58	0.71	0.29	0.35	0.45	0.55	0.88	0.78	0.78	0.77
6.5	5	0.30	0.35	0.45	0.54	0.27	0.27	0.27	0.31	0.90	0.77	0.60	0.57
	10	0.31	0.40	0.52	0.63	0.29	0.28	0.35	0.42	0.94	0.70	0.67	0.67
	15	0.32	0.44	0.57	0.70	0.29	0.32	0.42	0.51	0.91	0.73	0.74	0.73
	20	0.35	0.48	0.62	0.76	0.30	0.38	0.48	0.59	0.86	0.79	0.77	0.78
7.5	5	0.36	0.36	0.47	0.57	0.34	0.34	0.34	0.34	0.94	0.94	0.72	0.60
	10	0.38	0.42	0.54	0.66	0.36	0.35	0.36	0.44	0.95	0.83	0.67	0.67
	15	0.39	0.46	0.60	0.73	0.36	0.36	0.44	0.53	0.92	0.78	0.73	0.73
	20	0.40	0.50	0.65	0.80	0.37	0.39	0.50	0.62	0.93	0.78	0.77	0.78
9	5	0.58	0.58	0.58	0.61	0.58	0.58	0.58	0.58	1.00	1.00	1.00	0.95
	10	0.58	0.58	0.58	0.70	0.58	0.58	0.58	0.58	1.00	1.00	1.00	0.83
	15	0.59	0.59	0.63	0.77	0.59	0.59	0.59	0.59	1.00	1.00	0.94	0.77
	20	0.60	0.60	0.69	0.84	0.59	0.59	0.59	0.65	0.98	0.98	0.86	0.77
10	5	0.75	0.75	0.75	0.75	0.74	0.74	0.74	0.74	0.99	0.99	0.99	0.99
	10	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	1.00	1.00	1.00	1.00
	15	0.75	0.75	0.75	0.80	0.75	0.75	0.75	0.75	1.00	1.00	1.00	0.94
	20	0.76	0.76	0.76	0.87	0.75	0.75	0.75	0.75	0.99	0.99	0.99	0.86

注) 網掛けは地震力が支配的な水平力となるケースを示す。

も  $3/\beta$  が小さくなるケースがあり 10%前後杭長を短くできる場合があった。

(5) 杭の質量

杭の断面積×長さ＝杭の体積を求めた。鋼材の比重を 7.85 として、体積×比重＝質量を求めた。さらに表-2 に示した各栈橋の杭の本数をかけて、各栈橋に使われる鋼管杭の質量を求めた。表-7 にその結果を示す。表-7 をグラフにすると図-6～10 のようになる。

表-7 と図-6～10 から、木質上部工の場合の鋼管杭質量と RC 上部工の場合の鋼管杭質量の比（木質/RC）は、設計水深が小さく（5～7.5m）、上載荷重が小さく（5 kN/m<sup>2</sup>）、設計震度が大きい（0.27）とき、最も小さく（0.50～0.54）なった。上載荷重が大きく（20kN/m<sup>2</sup>）

なると、設計震度の影響は小さくなり、木質/RC は 0.7～0.8 であった。設計水深が大きく（9～10m）なると、表-5 で見たように接岸力で決まるケースが多くなり、この場合木質/RC はほぼ 1.0 であった。地震力で決まるケース（設計震度 0.18～0.27）では、木質/RC は 0.77～0.95 となった。

このように、地震力が設計水平外力となる条件では、木質上部工の軽量性の効果が発揮され、鋼管杭の質量を最大 50%程度まで節減できた。RC の代わりに木質構造を用いることによる上部工のコスト上昇分よりも、鋼管杭の節減によるコスト削減分が大きければ、木質上部工の適用が経済的となる。

表-6 鋼管杭の長さ（m）の上部工構造による比較

設計水深 (m)	上載荷重 (kN/m <sup>2</sup> )	鋼管杭+RC 上部工				鋼管杭+木質上部工				木質/RC			
		設計震度				設計震度				設計震度			
		0.02	0.10	0.18	0.27	0.02	0.10	0.18	0.27	0.02	0.10	0.18	0.27
5	5	16.7	15.2	14.7	15.2	13.2	13.2	13.2	13.7	0.79	0.87	0.90	0.90
	10	20.2	17.2	15.2	15.7	15.7	15.7	14.2	14.7	0.78	0.91	0.93	0.94
	15	24.2	19.2	16.7	16.2	19.7	18.2	15.7	15.2	0.81	0.95	0.94	0.94
	20	25.7	20.7	17.7	16.2	22.7	19.7	17.2	15.7	0.88	0.95	0.97	0.97
6.5	5	16.2	15.7	16.2	16.7	15.2	15.2	15.2	15.2	0.94	0.97	0.94	0.91
	10	19.7	16.7	16.7	17.2	15.2	15.2	15.7	16.2	0.77	0.91	0.94	0.94
	15	22.7	18.2	17.2	17.7	18.7	17.7	16.2	16.7	0.82	0.97	0.94	0.94
	20	24.7	19.7	17.2	18.2	22.2	18.7	16.7	17.2	0.90	0.95	0.97	0.95
7.5	5	16.7	16.7	17.2	18.2	16.7	16.7	16.7	16.7	1.00	1.00	0.97	0.92
	10	17.2	17.2	17.7	18.7	16.7	16.7	16.7	17.2	0.97	0.97	0.94	0.92
	15	19.7	18.2	18.2	18.7	16.7	16.7	17.2	17.7	0.85	0.92	0.95	0.95
	20	22.2	19.2	18.2	19.2	19.2	18.7	17.7	18.2	0.86	0.97	0.97	0.95
9	5	19.2	19.2	19.2	19.7	19.2	19.2	19.2	19.2	1.00	1.00	1.00	0.97
	10	19.2	19.2	19.2	20.2	19.2	19.2	19.2	19.2	1.00	1.00	1.00	0.95
	15	19.7	19.7	19.7	20.2	19.7	19.7	19.7	19.7	1.00	1.00	1.00	0.98
	20	19.7	19.7	20.2	20.7	19.7	19.7	19.7	19.7	1.00	1.00	0.98	0.95
10	5	21.2	21.2	21.2	21.2	21.2	21.2	21.2	21.2	1.00	1.00	1.00	1.00
	10	21.2	21.2	21.2	21.2	21.2	21.2	21.2	21.2	1.00	1.00	1.00	1.00
	15	21.2	21.2	21.2	21.7	21.2	21.2	21.2	21.2	1.00	1.00	1.00	0.98
	20	21.2	21.2	21.2	21.7	21.2	21.2	21.2	21.2	1.00	1.00	1.00	0.98

注) 網掛けは地盤の支持力で杭長が決まるケースを示す。



表-7 鋼管杭の質量 (t) の上部構造による比較

設計水深 (m)	上載荷重 (kN/m <sup>2</sup> )	鋼管杭+RC 上部工				鋼管杭+木質上部工				木質/RC			
		設計震度				設計震度				設計震度			
		0.02	0.10	0.18	0.27	0.02	0.10	0.18	0.27	0.02	0.10	0.18	0.27
5	5	50.0	54.0	66.9	84.3	35.2	35.2	35.2	42.6	0.70	0.65	0.53	0.50
	10	62.8	70.6	79.3	101.1	45.3	43.6	50.4	62.0	0.72	0.62	0.64	0.61
	15	77.9	85.2	96.4	115.1	56.8	58.6	66.2	77.6	0.73	0.69	0.69	0.67
	20	91.3	101.1	112.0	125.8	70.5	74.3	84.0	94.1	0.77	0.74	0.75	0.75
6.5	5	69.5	79.0	105.5	131.0	58.5	58.5	58.5	67.5	0.84	0.74	0.55	0.52
	10	87.4	96.4	126.0	157.8	63.0	60.7	79.0	98.3	0.72	0.63	0.63	0.62
	15	104.1	115.8	142.5	180.7	77.5	81.2	98.3	123.6	0.74	0.70	0.69	0.68
7.5	5	108.1	108.1	146.3	188.5	101.9	101.9	101.9	101.9	0.94	0.94	0.70	0.54
	10	117.7	130.4	173.5	224.8	108.1	105.0	108.1	136.8	0.92	0.81	0.62	0.61
	15	138.5	151.5	198.6	249.0	108.1	108.1	136.8	170.2	0.78	0.71	0.69	0.68
	20	160.1	174.0	215.4	280.5	127.8	131.4	160.4	205.3	0.80	0.76	0.74	0.73
9	5	242.9	242.9	242.9	262.3	242.9	242.9	242.9	242.9	1.00	1.00	1.00	0.93
	10	242.9	242.9	242.9	309.4	242.9	242.9	242.9	242.9	1.00	1.00	1.00	0.79
	15	253.6	253.6	271.1	340.7	253.6	253.6	253.6	253.6	1.00	1.00	0.94	0.74
	20	258.0	258.0	304.9	381.3	253.6	253.6	253.6	279.8	0.98	0.98	0.83	0.73
10	5	406.2	406.2	406.2	406.2	400.7	400.7	400.7	400.7	0.99	0.99	0.99	0.99
	10	406.2	406.2	406.2	406.2	406.2	406.2	406.2	406.2	1.00	1.00	1.00	1.00
	15	406.2	406.2	406.2	443.9	406.2	406.2	406.2	406.2	1.00	1.00	1.00	0.92
	20	411.7	411.7	411.7	483.2	406.2	406.2	406.2	406.2	0.99	0.99	0.99	0.84

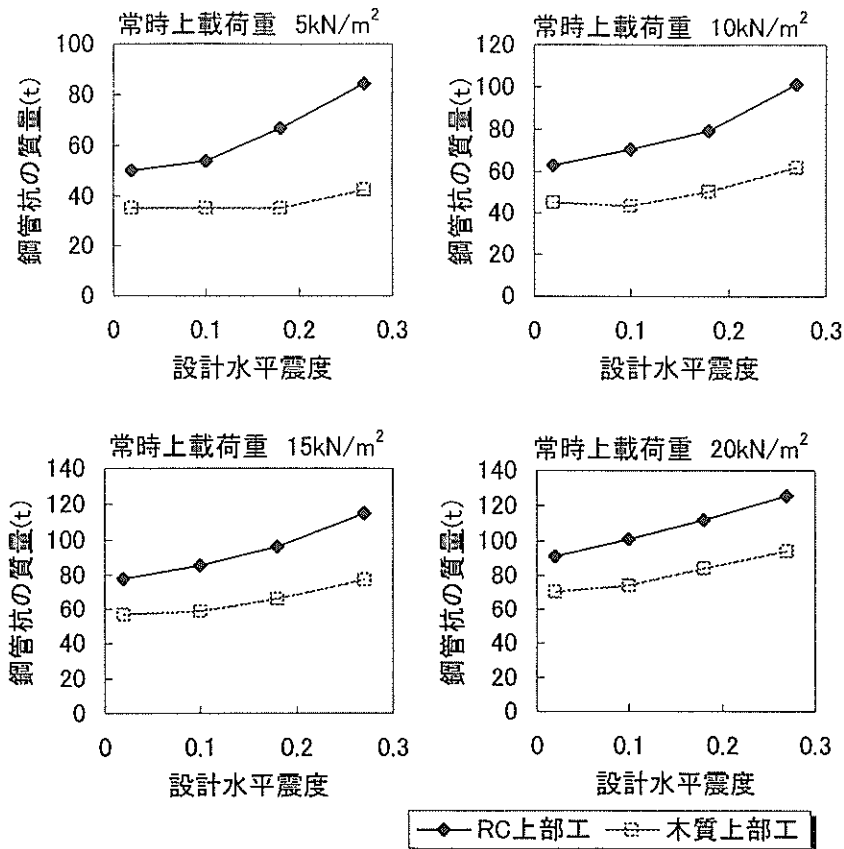


図-6 鋼管杭の質量 (設計水深 5m, 棧橋長さ 75m×幅 14m)

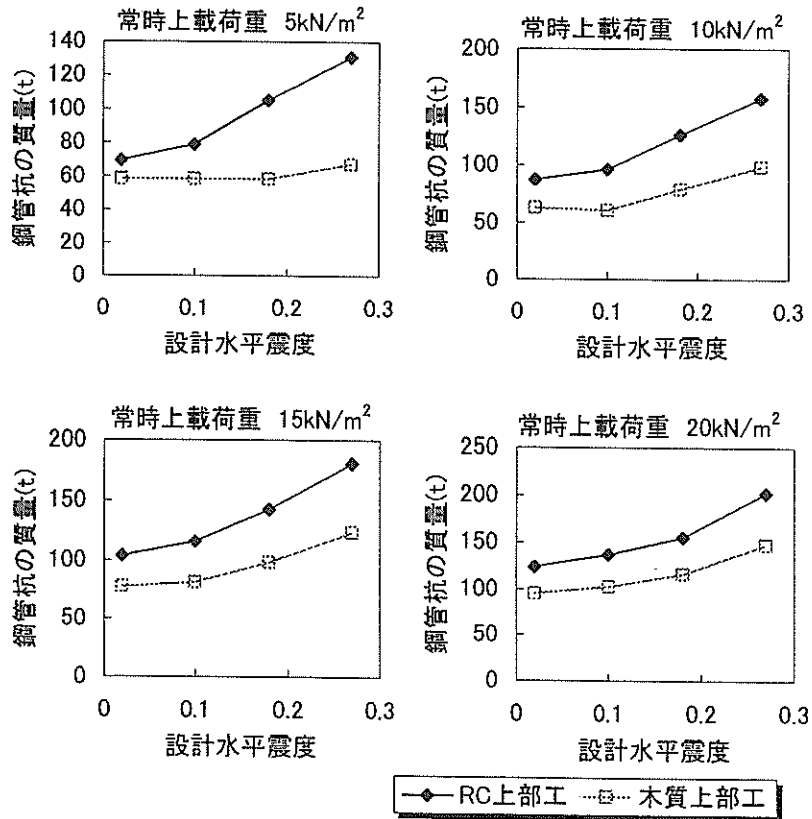


図-7 鋼管杭の質量 (設計水深 6.5m, 棧橋長さ 100m×幅 14m)

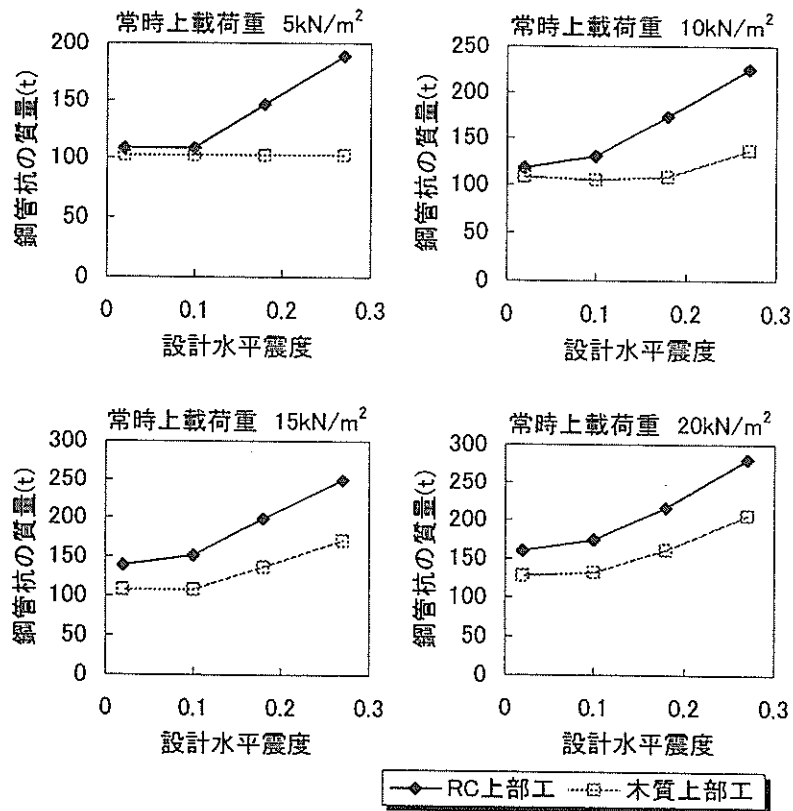


図-8 鋼管杭の質量 (設計水深 7.5m, 棧橋長さ 125m×幅 14m)

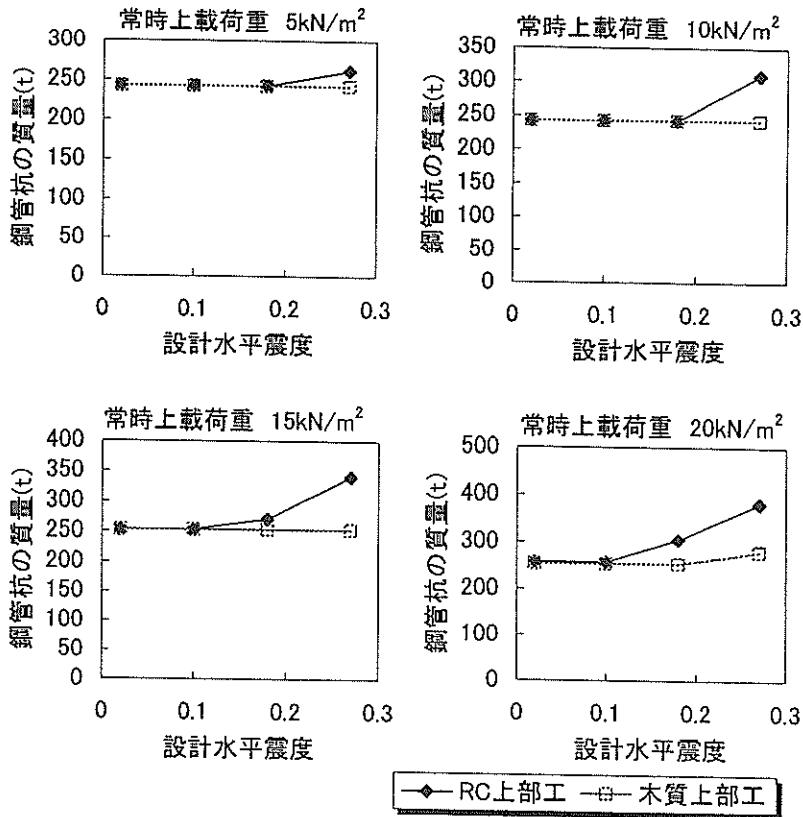


図-9 鋼管杭の質量 (設計水深 9m, 栈橋長さ 150m×幅 14m)

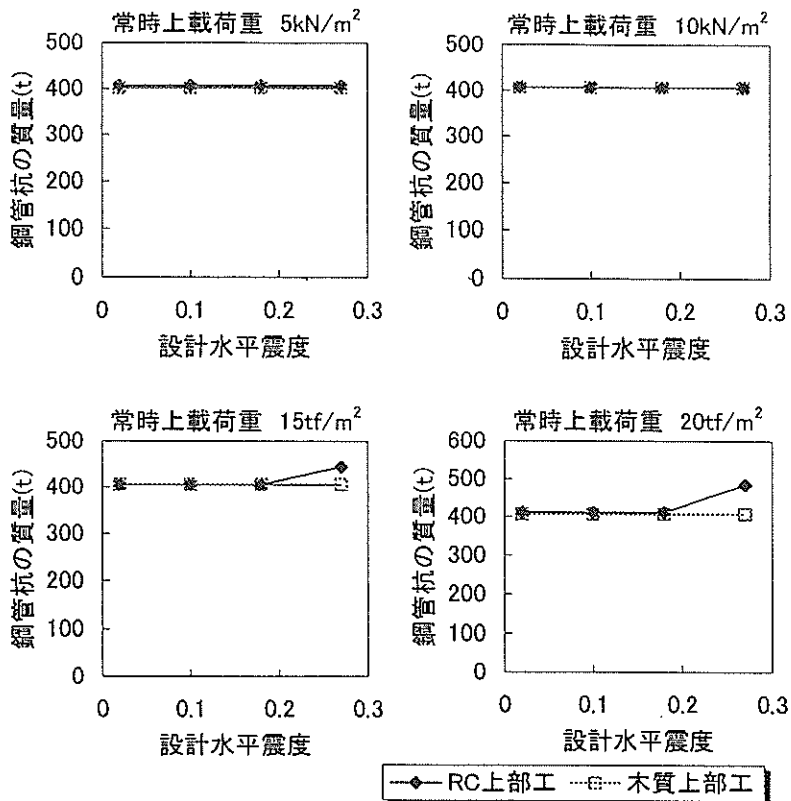


図-10 鋼管杭の質量 (設計水深 10m, 栈橋長さ 175m×幅 14m)

表-8 集成材杭の体積

設計水深 (m)		集成材杭の体積 (m <sup>3</sup> )				集成材杭体積(m <sup>3</sup> )/鋼管杭質量(t)			
		設計震度				設計震度			
		0.02	0.10	0.18	0.27	0.02	0.10	0.18	0.27
5	上載荷重 (kN/m <sup>2</sup> )								
	5	72.8	72.8	72.8	93.8	2.07	2.07	2.07	2.20
	10	77.0	77.0	108.8	147.2	1.70	1.77	2.16	2.37
	15	98.6	98.6	141.2	192.9	1.74	1.68	2.13	2.49
6.5	20	118.2	119.4	178.9	246.2	1.68	1.61	2.13	2.62
	5	114.3	114.3	114.3	153.3	1.95	1.95	1.95	2.27
	10	134.2	134.2	176.6	235.5	2.13	2.21	2.24	2.40
	15	168.6	168.6	235.5	315.8	2.18	2.08	2.40	2.56
7.5	20	184.7	199.3	294.0	397.7	1.94	1.95	2.53	2.69
	5	224.7	224.7	224.7	224.7	2.20	2.20	2.20	2.20
	10	235.2	235.2	257.1	338.7	2.18	2.24	2.38	2.48
	15	246.0	246.0	325.8	449.0	2.28	2.28	2.38	2.64
9	20	276.7	276.7	404.5	560.9	2.16	2.11	2.52	2.73
	5	626.2	626.2	626.2	626.2	2.58	2.58	2.58	2.58
	10	664.2	664.2	664.2	664.2	2.73	2.73	2.73	2.73
	15	664.2	664.2	664.2	664.2	2.62	2.62	2.62	2.62
10	20	664.2	664.2	664.2	799.0	2.62	2.62	2.62	2.86
	5	1126.7	1126.7	1126.7	1126.7	2.81	2.81	2.81	2.81
	10	1158.3	1158.3	1158.3	1158.3	2.85	2.85	2.85	2.85
	15	1158.3	1158.3	1158.3	1158.3	2.85	2.85	2.85	2.85
	20	1158.3	1158.3	1158.3	1158.3	2.85	2.85	2.85	2.85

表-9 丸太杭の体積

設計水深 (m)		丸太杭の体積 (m <sup>3</sup> )				丸太杭体積(m <sup>3</sup> )/鋼管杭質量(t)			
		設計震度				設計震度			
		0.02	0.10	0.18	0.27	0.02	0.10	0.18	0.27
5	上載荷重 (kN/m <sup>2</sup> )								
	5	86.3	86.3	86.3	116.3	2.45	2.45	2.45	2.73
	10	90.3	90.3	130.9	180.7	1.99	2.07	2.60	2.91
	15	107.0	116.3	174.7	240.2	1.88	1.98	2.64	3.10
6.5	20	135.1	146.3	219.5	302.2	1.92	1.97	2.61	3.21
	5	140.3	140.3	140.3	193.7	2.40	2.40	2.40	2.87
	10	146.6	146.6	223.8	303.0	2.33	2.41	2.83	3.08
	15	179.1	193.7	284.4	408.0	2.31	2.39	2.89	3.30
7.5	20	208.9	240.4	353.0	505.9	2.19	2.35	3.04	3.43
	5	268.1	268.1	278.3	278.3	2.63	2.63	2.73	2.73
	10	278.3	278.3	319.6	441.3	2.57	2.65	2.96	3.23
	15	288.7	288.7	415.0	570.9	2.67	2.67	3.03	3.35
9	20	308.5	342.4	510.7	720.9	2.41	2.61	3.18	3.51
	5	804.7	804.7	804.7	804.7	3.31	3.31	3.31	3.31
	10	804.7	804.7	804.7	804.7	3.31	3.31	3.31	3.31
	15	804.7	804.7	825.7	825.7	3.17	3.17	3.26	3.26
10	20	825.7	825.7	825.7	1029.9	3.26	3.26	3.26	3.68
	5	1413.6	1413.6	1413.6	1413.6	3.53	3.53	3.53	3.53
	10	1479.8	1479.8	1479.8	1479.8	3.64	3.64	3.64	3.64
	15	1479.8	1479.8	1479.8	1479.8	3.64	3.64	3.64	3.64
	20	1479.8	1479.8	1479.8	1479.8	3.64	3.64	3.64	3.64

### 4.3 木質杭の適用性

表-8 に集成材杭の体積、表-9 に丸太杭の体積の計算結果を示す。これらの木質杭の体積と、上部工が木質の場合の鋼管杭の質量との比を表の右側に示す。ここで体積と質量という異なる物理量の比をとった理由は、木質材料については体積、鋼材については質量当りで単価が示されるのが一般的なためである。表-8、表-9 を図化すると図-11~15 のようになる。

表-4 に示したように、水深 5~6.5m で設計震度が小さいケースでは牽引力、水深 7.5~10m では接岸力が支配的な水平力となる場合がある。その場合には杭の体積、質量は設計震度に関わらず一定である。木質杭体積/鋼管杭質量の最小値は、集成材杭の場合、水深 5m, 上載荷重 20kN/m<sup>2</sup>, 設計震度 0.10 の条件での 1.61, 丸太杭の場合、水深 5m, 上載荷重 15kN/m<sup>2</sup>, 設計震度 0.02 の条件での 1.88 であった。地震力が支配的な水平力となる場合、設計震度が大きいほど、木質杭体積/鋼管杭質量が大きくなった。また、接岸力が支配的な水平力となる水深 7.5m 以上の場合には、水深が大きいほうが木質杭体積/鋼管杭質量が大きくなった。

表-10 に、文献 20 による各国の木材（針葉樹製材）と一般構造用鋼材の単価を示す。この文献には 30 カ国の建設関係のデータが掲載されているが、木材と鋼材の単価が明確に示されているのは表-10 に示した 9 カ国のみ

であった。この 9 カ国の中で日本は木材単価/鋼材単価 (T/S) が際立って高かった。上記の試設計の結果、木質杭体積/鋼管杭質量の最小値は 1.61 であり、この場合、木質杭単価/鋼管杭単価  $< 1/1.61 = 0.62$  ならば木質杭の方が杭の材料費は安い。集成材は加工費が加わり製材より単価が高くなるので、集成材杭単価/鋼管杭単価は表-10 の値よりも大きくなることを考慮しても、仮に日本の木材/鋼材価格比が諸外国並みであれば、木質杭の採用が経済的となる可能性もある。

表-10 木材と鋼材の単価 (McConville 1996) <sup>20)</sup>

国名	木材単価 T (1m <sup>3</sup> 当り)	鋼材単価 S (1t 当り)	T/S
日本	75000 円	70000 円	1.07
スペイン	82500PTA	120000PTA	0.69
オランダ	665G	1430G	0.47
イギリス	190 £	440 £	0.43
トルコ	9250000TL	21800000TL	0.42
ノルウェー	2500Nkr	6500Nkr	0.38
韓国	135000Won	440000Won	0.31
ポーランド	3500Zloty	11500Zloty	0.30
アメリカ	220US\$	1075US\$	0.20

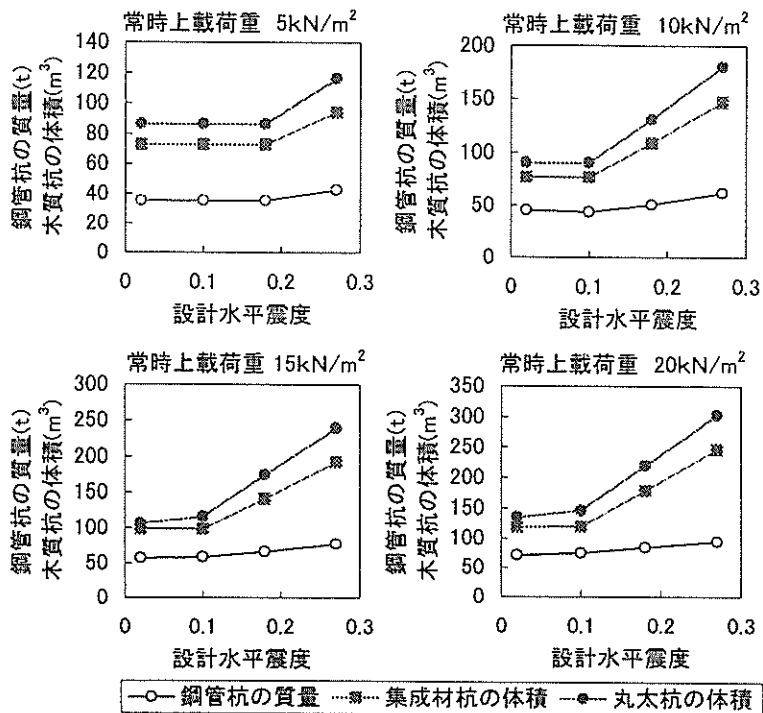


図-11 鋼管杭の質量と木質杭の体積 (設計水深 5m, 栈橋長さ 75m×幅 14m)



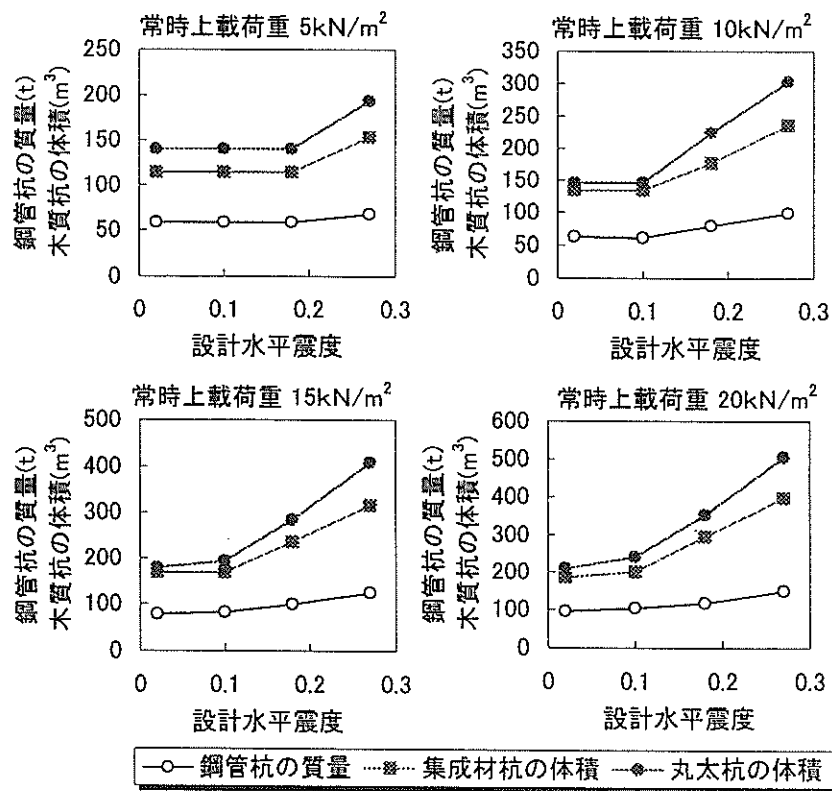


図-12 鋼管杭の質量と木質杭の体積 (設計水深 6.5m, 栈橋長さ 100m×幅 14m)

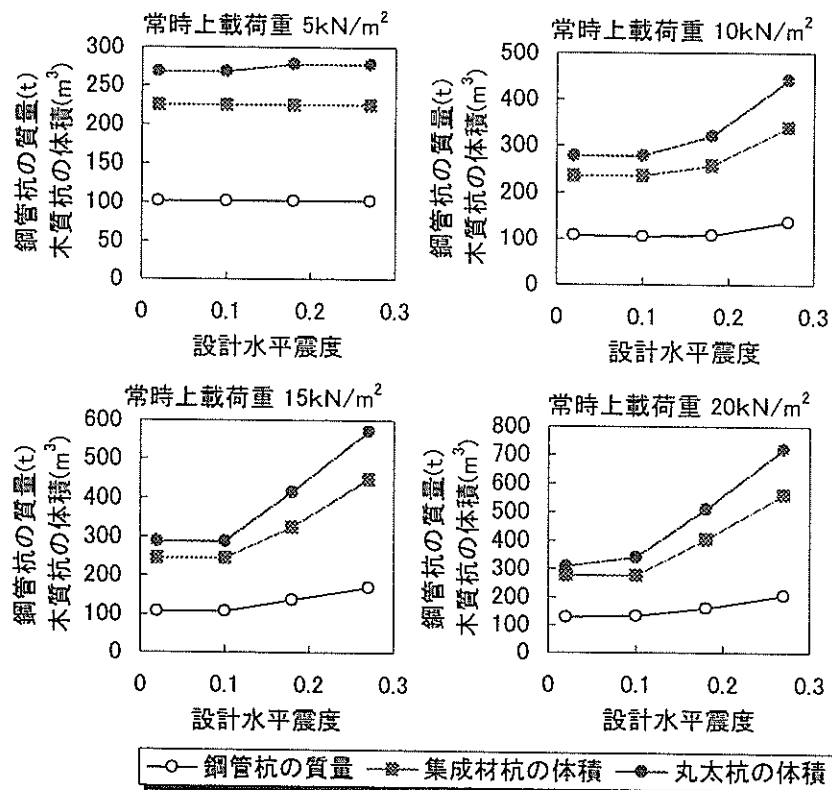


図-13 鋼管杭の質量と木質杭の体積 (設計水深 7.5m, 栈橋長さ 125m×幅 14m)

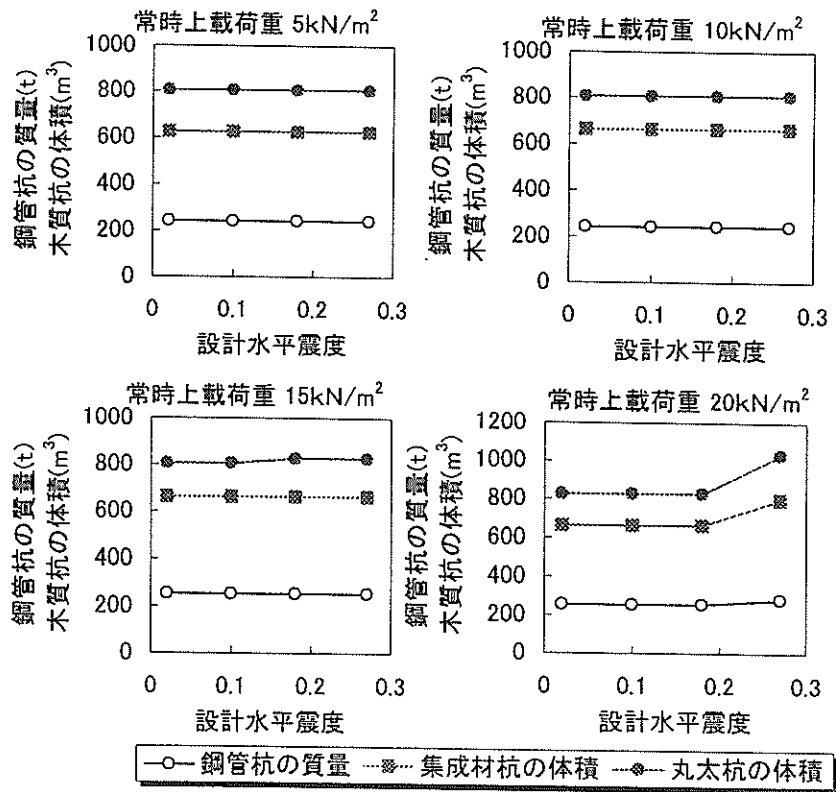


図-14 鋼管杭の質量と木質杭の体積 (設計水深 9m, 栈橋長さ 150m×幅 14m)

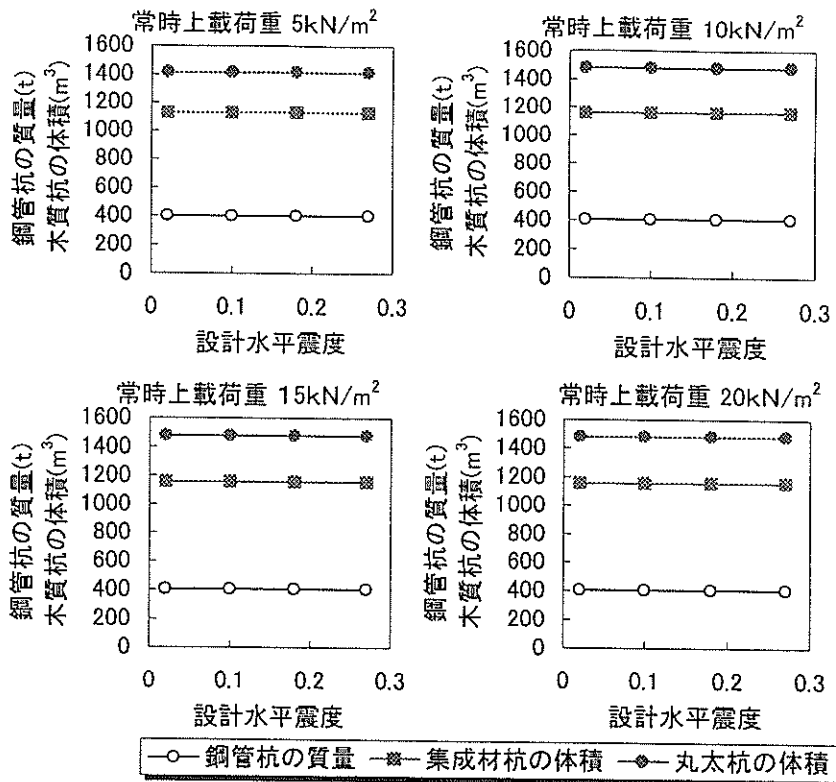


図-15 鋼管杭の質量と木質杭の体積 (設計水深 10m, 栈橋長さ 175m×幅 14m)

表-11 水平変位の計算結果

	水平変位の計算結果の最大値(cm)			各仮定による計算結果の比の最大値		
	仮定① 梁：剛体 杭曲げのみ	仮定② 梁：弾性体 曲げのみ	仮定③ 梁：弾性体 せん断考慮	仮定② ／仮定①	仮定③ ／仮定①	仮定③ ／仮定②
鋼管杭+RC 上部工	12.21	12.59	12.64	1.09	1.11	1.02
鋼管杭+木質上部工	14.62	15.29	15.67	1.25	1.35	1.08
集成材杭+木質上部工	14.54	15.71	16.93	1.18	1.28	1.09
丸太杭+木質上部工	10.73	11.60	12.57	1.27	1.40	1.11

4.4 変位の計算結果

計算の仮定を、①上部工の梁を剛体とみなし、杭の曲げ変形のみ考慮する、②梁を弾性体とみなし、杭と梁の曲げ変形のみ考慮する、③梁を弾性体とみなし、杭と梁の曲げ変形とせん断変形を考慮する、の3通りとした。上述した各設計条件について計算した変位のうち、最大値のみ表-11に示す。

鋼管杭で上部工を RC から木質に代えると、設計条件によっては鋼管杭の所要断面積が小さくなるため、水平変位が大きくなった。鋼管杭を集成材杭に代えると、設計条件により変位が大きくなる場合と逆の場合があり、最大値は同程度であった。集成材杭のヤング係数は鋼管杭の約 1/20 しかないが、断面 2 次モーメントは逆に約 20 倍と大きいので、鋼管杭を集成材杭に代えても水平変位

の大きさは同程度であった。丸太杭のヤング係数は集成材杭と同じで、丸太杭の断面 2 次モーメントが集成材杭より大きいため、水平変位は丸太杭の方が集成材杭よりも小さくなった。

仮定②／仮定①の値から、梁を弾性体と仮定することにより、RC 上部工の場合最大 9%、木質上部工の場合最大 27%、水平変位の値が増加した。さらに仮定③／仮定①の値から、せん断変形の項を加えることにより、剛体仮定の場合よりも、RC 上部工の場合最大 11%、木質上部工の場合最大 40%、水平変位の計算値は大きかった。せん断の項の寄与分は、RC では最大 2%、木質では最大 11%であった。

図-16～18 に、3 通りの設計条件における水平変位の計算結果を示す。

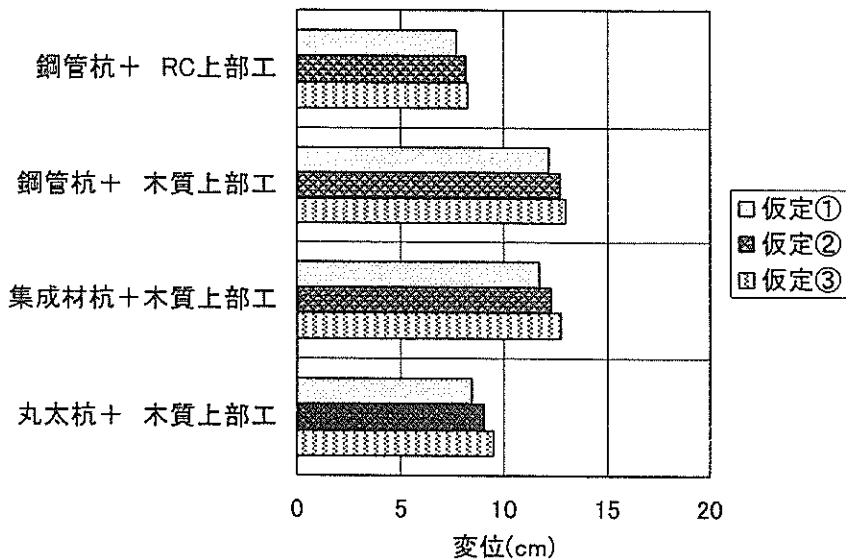


図-16 水平変位の計算結果 (設計水深 5m 上載荷重 5kN/m<sup>2</sup> 設計震度 0.27)

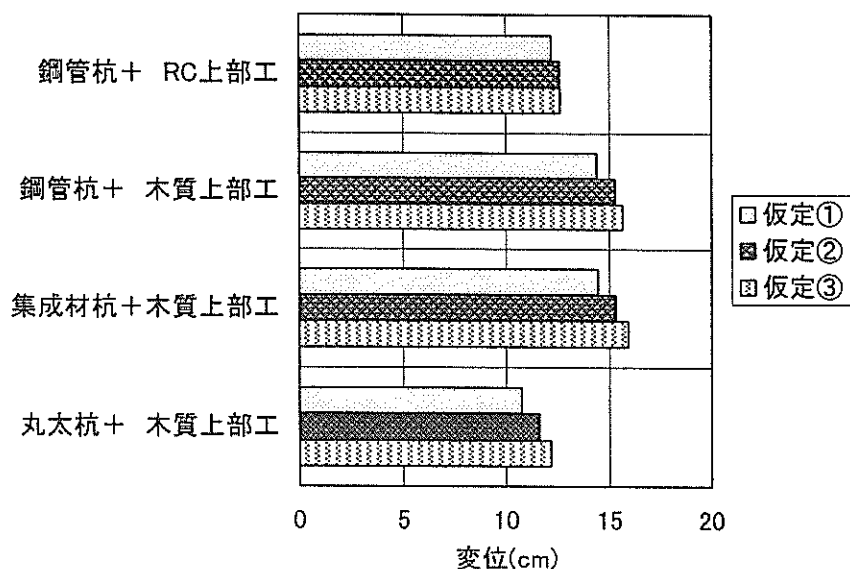


図-17 水平変位の計算結果 (設計水深 7.5m 上載荷重 5kN/m<sup>2</sup> 設計震度 0.02)

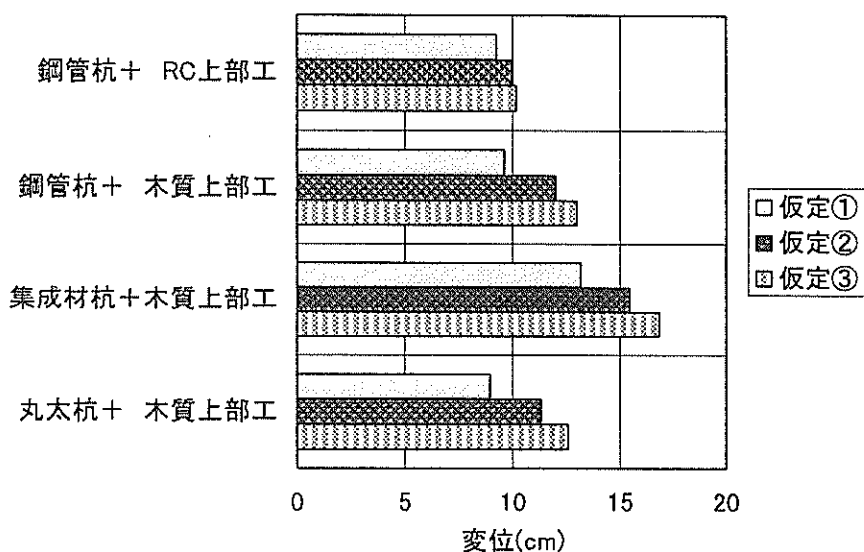


図-18 水平変位の計算結果 (設計水深 10m 上載荷重 5kN/m<sup>2</sup> 設計震度 0.27)

図-16 の設計条件は、設計水深 5m、上載荷重 5kN/m<sup>2</sup>、設計震度 0.27 である。3.11 で述べたように、この設計条件での設計水平外力は地震力であり、木質上部工の適用性が高かった。この条件では、鋼管杭の上部工を RC から木質に代えると、水平変位が約 60%大きくなった。計算の仮定による差に注目すると、仮定②/仮定①は 1.05~1.07、仮定③/仮定①は 1.07~1.12 であり、梁の弾性体仮定およびせん断変形の考慮による変位計算値の増加分は比較的小さかった。

図-17 の設計条件は、設計水深 7.5m、上載荷重 5kN/m<sup>2</sup>、設計震度 0.02 である。この設計条件での設計水

平外力は、接岸力であった。多くの場合、この条件での変位の値が表-11 に示した最大値となった。鋼管杭の上部工を RC から木質に代えると、水平変位は約 20%増加した。計算の仮定については、仮定②/仮定①は 1.03~1.08、仮定③/仮定①は 1.04~1.13 であり、図-16 の場合と同程度であった。

最後に図-18 の設計条件は、設計水深 10m、上載荷重 5kN/m<sup>2</sup>、設計震度 0.27 である。このときの設計水平外力も接岸力であった。鋼管杭の上部工を RC から木質に代えたとき、仮定①では変位はほとんど変わらないが、仮定②では約 20%、仮定③では約 30%変位が増大した。

仮定②／仮定①は 1.08～1.27, 仮定③／仮定①は 1.10～1.40 であり, 多くの場合表-11 に示した最大値となり, 弾性体仮定とせん断変形の考慮による変位計算値の増加分が比較的大きかった。

変位の計算結果の要点をまとめると以下の 3 点である。

- ①木質上部工の適用性の高い小型栈橋で, 木質上部工の場合の方が RC 上部工の場合よりも約 60%変位が大きい場合があった。また, この小型栈橋では, 上部工を剛体と仮定しても弾性体と仮定しても, 変位の値は 10%程度しか違わなかった。
- ②鋼管杭を集成材杭に代えても水平変位の大きさは同程度であった。丸太杭の場合, 水平変位は集成材杭の場合よりも小さくなった。
- ③比較的大型の栈橋では, 木質上部工を弾性体と仮定することにより 27%, さらにせん断変形をも考慮することにより合計 40%変形の計算値が増す場合があった。ただしこの栈橋では木質上部工よりも RC 上部工の方が適用性が高い。

## 5. 結論

木質構造の現状についての要点は下記のようにまとめられる。

- ①木材資源に関しては, 国土保全のためにも国産材とくに間伐材の需要拡大が望まれている。
- ②木材の強度に関しては, ばらつきが小さく信頼性の高いエンジニアードウッドが, 木質構造の強度部材として近年使用できるようになった。
- ③木材の耐久性に関しては, 防腐防虫剤として主にクレオソート油と CCA が実績があるが, 環境意識の高まりにより, 低毒性の新しい薬剤に移行しており, 物理的防除法の重要性も増している。
- ④日本でも最近木橋が見直されているが, 港湾構造物の強度部材としては外国と異なり木材は使用されていない。

つづいて栈橋の試設計を行った結果については, 下記のようにまとめられる。

- ①RC 上部工の代わりに木質上部工を用いて試設計した結果, 木質の方が RC よりも大幅に上部工自重を軽減できた。地震力が設計水平外力となる条件では, 木質上部工の軽量性の効果が発揮され, 鋼管杭の質量を約 50%まで節減できた。

②鋼管杭の代わりに木質杭を用いて試設計した結果, 木質杭体積(m<sup>3</sup>)／鋼管杭質量(t)は, 最小約 1.6 であった。仮に日本の木材／鋼材価格比が諸外国並みであれば, 木質杭の採用が経済的となる可能性もある。

③鋼管杭の上部工を RC から木質に代えると, 水平変位が約 60%大きくなる場合があった。梁を弾性体と仮定し, せん断変形を考慮した場合, 梁を剛体と仮定した計算値との差は, 水深 5～7.5mでは 10%程度であった。鋼管杭を集成材杭に代えても水平変位の大きさは同程度であった。

## 6. あとがき

木質構造を用いた栈橋の実用化のためには, 今後下記のような課題に取り組む必要がある。

- ①木材資源に関して
  - ・国産材とくに間伐材の購入価格設定
- ②強度に関して
  - ・杭と梁, 梁と根太などの接合部の構造詳細
  - ・接合部の変形を考慮した設計
  - ・地震時の動的な挙動と保有耐力
- ③耐久性に関して
  - ・環境毒性がなく有効な薬剤の使用
  - ・物理的な防腐防虫法

さらに今後新たに展開していく研究課題として下記のようなものが考えられる。

- ・防波堤としての木質構造の適用性
- ・廃材の再利用

(1999年9月30日受付)

## 謝辞

1994年に木材の研究を始めて以来, 濱田秀則前構造部主任研究官(現材料研究室長), 鈴木武前企画課長(現機械作業システム研究室長), 故・稲富隆昌前構造部長, University of Technology, Sydney の Dr. Keith Crews をはじめ多くの方々から励ましと助言をいただいています。また, 港研資料としてのとりまとめにあたって上部達生構造部長のご指導をいただきました。ここにお礼申し上げます。

## 参考文献

- 1) 日本建築学会: 木質構造設計規準・同解説, 1995年1月
- 2) 林知行編著: 高信頼性木質建材「エンジニアードウッド」, 日刊木材新聞社, 1998年3月

- 3) 日本林業技術協会編：新版 林業百科事典，丸善，1984年11月，pp.826-827
- 4) 屋我嗣良，河内進策，今村祐嗣著：木材科学講座 12「保存・耐久性」，海青社，1997年3月
- 5) Cassens D.L., Feist W.C., Johnson B.R. and De Groot R.C.: Selection and Use of Preservative-Treated Wood, Forest Products Society, 1995
- 6) Metzger S.G. and Abood K.A. : The Limnoria has landed!, Ports '98, ASCE , pp.672-681
- 7) Abood K.A., Ganas M.J. and Matlin A : The Teredos are coming! The Teredos are coming!, Ports '95, ASCE , pp.677-690
- 8) 日立デジタル平凡社：世界大百科事典 CD-ROM 版，1998年
- 9) American Wood-Preservers' Association : Standards 1997
- 10) (社) 日本木材保存協会：木材保存 第 25 卷第 2 号，1999年4月，p.48
- 11) 日刊木材新聞 1999年1月8日号，日刊木材新聞社
- 12) Cookson L : Preserving timber marine poles, Onwood 17, CSIRO, Winter 1997
- 13) Greaves H.: Boost for environmentally friendly creosote, Onwood 13, CSIRO, Winter 1996
- 14) 吉田弥明：木質材料・木質構造の接着耐久性，シンポジウム「木質材料・木質構造の耐久性」，日本学术会议 木材学研究連絡委員会，1995年5月，pp.14-26
- 15) 牧勉ほか：特集 現代木橋のデザインと施工，土木施工 38 卷 5 号，1997年5月，pp.12-55
- 16) 日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説，1989年6月
- 17) 日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説，1999年4月
- 18) 土木学会：平成8年制定 コンクリート標準示方書，1996年3月
- 19) 鹿島建設土木設計本部：海洋・港湾構造物/PC 構造物（土木設計の要点4）鹿島出版会，1994年3月
- 20) McConville J. G. : The 1996 International Construction Costs and Reference Data Yearbook, John Wiley & Sons, Inc.



港湾技研資料 No.949

1999.12

編集兼発行人 運輸省港湾技術研究所

発行所 運輸省港湾技術研究所  
横須賀市長瀬3丁目1番1号

印刷所 株式会社 シーケン

Published by the Port and Harbour Research Institute  
Nagase, Yokosuka, Japan

Copyright ©(1999) by P.H.R.I.

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

この資料、港湾技術研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本資料の全部又は一部の転載、複写は、港湾技術研究所長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。