

風が建設工事の施工性に及ぼす影響

大 橋 勝 利

風が建設工事の施工性に及ぼす影響

大幢勝利

論文の内容の要旨

建設工事は屋外作業が多いため天候の影響を受けやすく、従来から強風時の足場の安定性が問題となっていた。そのため、約 20 年前に足場の安定性に関する研究が行われ安全技術指針が作成されたが、近年においても風による飛来・落下や墜落およびクレーンの倒壊などとともに足場の倒壊災害が多発しており、新たな安全対策が求められている。

このような安全重視の考えから、一歩進んで作業面にも目を向けると、近年はランドマークタワーや明石海峡大橋主塔などの超高層化した塔状構造物が建設されているが、これらの施工時には作業の安全に加え風に対する作業効率や作業環境も問題となっている。

本研究では、建設工事中の施工性に関し、特に風が施工時の安全や作業効率・作業環境に及ぼす影響について事例調査や現場調査などを通して現況把握を行った。また、その結果浮かび上がった問題点を究明するための研究を行い、施工時の対策について検討した。

風が建設工事の安全に及ぼす影響を調べるため、1997 年以前の近年 10 年間と 1980 年以前の過去 10 年間に建設業において発生した労働災害の中から、風による死亡災害や重大災害の発生状況を調査し、過去から現在までの風による労働災害の発生状況の変化を調べた。このような労働災害中心の分析に加え、統計的には把握しづらい建設工事に起因する風による公衆災害についても事例的に分析した。また、海外にも目を向けて ENR に掲載された災害を調査した。その結果、我が国の重大災害の中で墜落災害に次いで大きな問題である倒壊災害の内、過去も近年も約 10% は風によるものでありその比率に変化はなかった。ENR に掲載された災害についても調べると、倒壊災害の内、風によるものが同様に約 10% を占めており、建設工事に関連した風による倒壊災害は、我が国と海外の共通の問題点であることがわかった。さらに、倒壊災害の内容について調べると風による足場の倒壊が問題となっており、連鎖的な倒壊により多数の死傷者を出す大規模な災害が発生していることがわかった。そこで、このような大規模な倒壊災害を防止するために、足場の連鎖的な倒壊現象を、並・直列システムによりモデル化し信頼性解析を行い、足場の構造システム全体の安全性を確率的に評価した。その結果、風速毎に壁つなぎの配列とシートやネットの充実率を変えてシステム破壊確率を求めた結果、現行の設計方法による部材毎の応力照査で安全性が確認された場合でも、構造システム全体の安全性について検討すると、システム破壊確率が非常に高くなることもあることがわかった。

以上の調査・解析より、風による足場の倒壊災害防止対策を以下のように提案する。

①労働基準監督署に設置計画の届出が必要な構造物の倒壊はほとんどみられなかった。このため、風による足場の倒壊災害防止対策として、足場が道路上に倒壊する大惨事を防止するためには、計画届の適用範囲を変更し、壁面塗装工事など 60 日以内に終わるもので

も、下部の道路の交通量に応じ足場設置の計画の届出を必要とすべきである。

②足場の施工時に、壁つなぎ材などを安易に取り外したり取り付け忘れたりしないよう、作業主任者だけでなく作業員に対しても、それぞれの部材がどのような役割をしているかについてより高度な教育を行う必要がある。

③CIRIA の提案した許容破壊確率を参考とすれば、足場をメッシュシートや養生シートで覆う場合に、2層2スパン毎の取付でも連鎖的な倒壊に対し社会的な安全水準を満足するためには、壁つなぎの強度が規格品の認定基準の2倍程度のものを使用する必要がある。

風が建設工事の作業効率・作業環境に及ぼす影響に関しても調査を行い、我が国の代表的な超高層ビル、橋梁主塔の現場を対象に、天候状況が作業効率や作業環境にどのような影響を及ぼしているかについて現況把握を行った。このため、現場調査やアンケート調査などを行い、悪天候による作業中止の割合やその内容の割り出し、および天候が作業員自体に及ぼす影響について調べた。その結果、明石海峡大橋主塔やランドマークタワーなど高さ300m近くにもなる構造物の施工時には風や雨により約15%の作業が中止になっており、他の超高層構造物が10%以下であるのに比べ非常に高くなった。この原因について作業内容ごとに天候に対する影響を調べた結果、明石海峡大橋主塔の場合は、風により足場の解体作業が、ランドマークタワーの場合は、雨により溶接作業が大きな影響を受けていた。作業環境について作業員に対するアンケート調査を行った結果、「風、雨」など作業の「安全」に関するものに比べ、「暑さ、寒さ」など作業に「苦痛」を伴うものについては、現場ではほとんど配慮されていないことがわかった。さらに、超高層化した橋梁主塔の施工時には強風による構造物の揺れという問題が発生しており、現場ではこの問題の解決手段として制振装置を設置しているが、それにも関わらず溶接作業に支障が出た現場もあった。

この問題を解決するため、風による構造物の揺れに対する作業性について、人間工学的な実験を行うことにより検討した。このため、直線描き作業及び溶接作業と立位姿勢保持の限界の加速度を周波数毎に求めた。その結果より、溶接作業の限界を建設工事における風による構造物の揺れに対する作業限界、立位姿勢保持の限界を同作業危険限界と考え、周波数0.1~2.0Hzの範囲で限界曲線として提案した。この限界曲線より、白鳥大橋やレインボープリッジの架設時には、周波数によって作業限界を越えている場合もあったことがわかった。作業限界の曲線より考えると、工事中に0.25~2.0Hz程度の揺れが発生すると予想されかつ溶接作業を行う場合には、制振レベルを白鳥大橋やレインボープリッジで設定された 10cm/s^2 より上げて 5cm/s^2 程度にすることが望ましい。

目次

第1章 序論	1
第2章 建設工事中の風による災害に関する現状分析	7
2.1 はじめに	7
2.2 我が国の建設業における風による労働災害	8
2.3 海外における建設工事中の風による災害	15
2.4 建設工事中の風による倒壊災害事例	17
2.5 風による倒壊災害防止に関する考察	27
2.6 まとめ	33
第3章 風による足場の倒壊に関する確率的評価	37
3.1 はじめに	37
3.2 足場の連鎖的倒壊に対する信頼性解析方法	38
3.3 足場の連鎖的倒壊に対する信頼性解析の結果と考察	60
3.4 まとめ	65
第4章 天候が塔状構造物施工時の作業性に及ぼす影響	67
4.1 はじめに	67
4.2 調査方法	68
4.3 天候に対する現場管理者の対応	71
4.4 天候不良時の作業員の作業環境	80
4.5 まとめ	88
第5章 建設工事における風による構造物の揺れと作業性	91
5.1 はじめに	91
5.2 風による構造物の揺れと作業性に関する実験方法	93
5.3 風による構造物の揺れと作業性に関する実験結果	103
5.4 実験結果に対する考察	116
5.5 風による構造物の揺れと作業限界・作業危険限界	123
5.6 まとめ	126
第6章 結論	130
6.1 本研究の結論	130
6.2 今後の課題	136

第1章 序論

建設工事は屋外作業が多いため天候の影響を受けやすく、強風や大雨等の悪天候時には作業を中止し安全対策を施している。通常、作業中止の判断は現場に任せられており、風雨により溶接に欠陥が生じるなど品質に関わるため作業を中止する場合もあれば、雨により足下が滑る、風にあおられバランスを崩す、クレーンのつり荷が振れるなど、作業を安全に行えなくなるため作業を中止する場合もある。悪天候による作業中止の判断を誤った場合、品質に関わるものは施工後の検査により欠陥を見つけ出しやり直すことができる。安全対策を怠った場合、一度災害が発生すれば人命に関わることなので、取り返しのつかないものになることが多い。

天候不良と建設工事の安全に関して、労働安全衛生規則¹⁾では強風、大雨、大雪等の悪天候のため、作業の実施について危険が予想されるときは作業を中止するように規定している。同規則では、解釈例規として「強風」とは10分間平均風速10 m/s以上の風、「大雨」とは1回の降雨量が50 mm以上の降雨、「大雪」とは1回の降雪量が25 cm以上の降雪としている。これらの値について明確な根拠は示されておらず、経験的な値として一応の目安とされてきた。実際に、全ての現場で風速計や降雨計等を設置し監視することは経済的に不可能であるため、多くの現場では経験的なカンを頼りに作業を中止するかどうかの判断を下している。このため、解釈例規で示された強風や大雨、大雪時にも作業を継続している場合もある。予期せぬ突然の天候の変化による悪天候時でも、足場の組立・解体中やクレーンで荷を吊っている場合などにおいては、すぐに作業を中止することはかえって危険なため、安全を確保するまで作業を中止できないのが現状である。

悪天候下での作業では、過去において足場などの工事用設備や施工中の構造物本体の強風による倒壊災害が多発し、多数の死傷者を出す重大災害（一時に3名以上の死傷者を伴う災害）に発展したものも多くあった。悪天候により作業が中止になった場合や夜間や休日でも作業が行われていない場合でも、強風による構造物の倒壊により工事とは関係ない一般市民を卷

き添えにしたり、現場に隣接する建物等に被害をおよぼした例もあり、人的損失以外にも経済的損失も甚だしいものとなっていた。

これらことから、天候の中で特に風についての安全対策は重要視されてきた。このため、足場の設計用基準風速を求めるための地域別基準風速の設定²⁾、足場に作用する風荷重を測定するための実物大実験³⁾、風荷重に対する壁つなぎの反力測定⁴⁾、および壁つなぎ用アンカーの耐力実験⁵⁾等の研究が行われてきた。これらの研究を基に、風荷重に対する鋼管足場等の安全技術指針⁶⁾が作成されたが、依然として足場の風による倒壊災害は発生しており、最近でも1999年3月には東京と大阪で季節風により足場が倒壊し負傷者を出している。このような状況から考えると、従来の方法では風による災害防止に限界があるため、新たな安全対策を講じる必要がある。そのためには、現在と過去における建設工事中の風による災害の発生状況の変化を調査し、問題点を指摘することにより、風に対する安全対策を再検討することが必要である。

安全対策を強化していくことは労働災害を低減させる上で重要なことであり、労働省の政策でも安全対策は重点的に押し進められてきた。一方で、建設工事は屋外作業が多いため、風に対し安全が影響を受けるということは当然のこととして、さらに一歩進んで風が作業効率や作業環境に及ぼす影響についても検討することは重要なことといえる。労働省の政策では、作業環境に関して言えば働きやすい快適な職場を作ることを「推進」している程度であり、言い換えれば作業しやすくすることは現場任せになっているのが現状である。しかし、建設業の将来を考えると、安全対策ばかり重視するのではなく、現場で働く作業員に対し作業環境を向上させるための政策も強化し、安全であるとともに働きやすい魅力的な現場を作っていくことも必要と考えられる。

このような状況の中、明石海峡大橋主塔やMM21横浜ランドマークタワーなど超高層化した塔状構造物の建設時においては、通常の構造物の施工にも増して天候が作業効率や作業環境に大きな影響を及ぼしており、特に、高所になるほど風の影響が大きくなっている。このため、溶接などの品質に関わるものや人命などの安全に関わるもの以外にも、作業性が確保

できないために作業が中止になったこともある。例えば、橋梁主塔の架設現場では、一般的な作業中止基準の10分間平均風速10m/s以下の頻繁に発生する風でも激しく揺れるため、制振装置を導入し風に対する作業性を確保している。しかしながら、工法に関していえば、超高層ビルでは霞が関ビルディング²⁾、長大橋梁では関門橋³⁾以来大きな変化がないという指摘もあり、より高層化した塔状構造物を建設するためには、これまで以上に風の影響に対して作業性を確保することが重要な問題となってきている。

このようなことから、風の影響に対する現場での対応や評価指針、あるいはさかのぼって設計方法そのものを、再度見直すことが必要と考えられる。そのためには、まず風が塔状構造物施工時の作業効率や作業環境に及ぼす影響について現況把握する必要がある。

霞が関ビルディング²⁾や関門橋³⁾などにおいては、設計・施工時の問題点やそれを克服する技術について工事誌という形でまとめられており、その中で風に対する作業効率や作業環境の問題点も指摘されている。しかし、これらはそれぞれ現場独自の問題点を指摘しているに過ぎず、これらの問題点について各現場ごとに系統的に調査した研究は行われていない。そこで、塔状構造物施工時に風が作業効率や作業環境に及ぼす影響について各現場ごとに系統的に調査し、そこから浮かび上がった問題点から現場での対応や評価指針について検討する研究を行う必要がある。

本研究では、建設工事の施工性に関し特に風が施工時の安全や作業効率・作業環境に及ぼす影響について取り上げ、その問題点について検討することとした。このため、風が施工時の安全や作業効率・作業環境についてどのような影響を及ぼしているかについて、事例調査や現場調査などにより現況把握をした。その結果浮かび上がった問題点を究明するための研究を行い、施工時の対策について検討した。

風が建設工事の安全に及ぼす影響について検討するため、1997年以前の近年10年間と1980年以前の過去10年間に建設業において発生した労働災害の中から、風による死亡災害や重大災害の発生状況⁴⁾を調査し、過去から現在までの風による労働災害の発生状況の変化を調べた。このよう

な労働災害中心の分析に加え、統計的には把握しづらい建設工事に起因する風による公衆災害についても事例的に分析した。海外にも目を向けアメリカの権威ある建設技術雑誌である ENR¹⁰⁾に、1988年～1997年の10年間に掲載された災害についても調査し、我が国と海外で発生した災害事例を比較することにより、共通の問題点を指摘した。これらの調査の結果から、現在の建設工事中の風による災害の問題点の指摘を行い、今後の災害防止対策について検討した。その結果、我が国の重大災害の中で倒壊災害は、交通事故による災害を除けば発生件数が墜落災害について多く、その内風によるものが約10%占めていた。一方、ENRに掲載された災害の中で半数以上が倒壊災害であり、同様に風によるものが我が国と同じく約10%占めていた。これらのことから、建設工事中の風による倒壊災害は我が国と海外の共通の問題点であると考えられる。また、重大災害に発展した倒壊災害の発生状況から、風により倒壊した件数を構造物の種類ごとに調べると、我が国では、1970年代の10年間から近年の10年間で風による施工中の構造物本体の倒壊災害は発生件数が16件から3件に大きく減少したが、足場の倒壊は発生件数が6件から4件になりほとんど変化ないため、足場の風に対する安全対策が特に改善されたわけではないと考えられる。

風による足場の倒壊災害の事例について調査した結果、1箇所の壁つなぎが破壊したことをきっかけに、他の壁つなぎに2次的、3次的な破壊が連鎖的に発生し、最終的に大規模な倒壊に発展した災害が見られた。連鎖的な破壊による倒壊災害は大きな被害を及ぼすことが多く、4名が死傷する大惨事に発展したこともあった。そこで、このような足場の風による大規模な倒壊災害を防止するための基礎資料を得ることを目的として、風荷重により足場の各部材が連鎖的に倒壊していく現象を、並・直列システムによりモデル化し信頼性解析を行い、構造システム全体の安全性を評価した。

建設工事中に風が作業効率や作業環境に及ぼす影響についても現状把握するため、我が国の代表的な橋梁主塔・超高層ビルの14現場を対象にして、現場関係者からのヒアリングや工事資料、作業員に対するアンケートを中心に事例的な調査を行った。その際、風以外にも天候状況全般が作業

性にどのような影響を及ぼしているかについて調査した。

この調査の結果、橋梁主塔施工時に風によって発生する長周期大振幅の水平方向の揺れのため、溶接作業に支障が出て実際に作業が中止になったという問題点が浮かび上がった。通常、橋梁主塔の架設現場では、風によりこのような揺れが発生すると予測される場合には、制振装置を導入し揺れを押さえている。しかし、制振装置を導入しているにも関わらず作業に支障が出ているということは、揺れに対する作業性を確保するための制振レベルが適切でなかったものと考えられる。一般に、制振レベルは ISO¹¹⁾の基準などを参考に決定されているが、ISO の基準は溶接などの建設作業を対象にしたものではない。これは、風による揺れと建設作業の限界に関する明確な基準が示されていないためであり、適切な制振レベルを設定し揺れに対する作業性を確保するためには、揺れと建設作業の限界との関係を明確にする必要がある。そこで、風による長周期大振幅の水平方向の揺れと作業性の問題について人間工学的な実験を行い、橋梁主塔施工時の揺れと作業限界について検討した。

本研究は、これらの一連の調査・研究を通じ、建設工事における風による労働災害の低減を図り、建設業の将来に向けて、風に対し安全な作業環境を作っていくための基礎的な資料を得ることを目的として行ったものである。その結果として、風による足場の倒壊災害防止対策について提言するとともに、風による構造物の揺れに対し、作業を行うことが限界となる加速度レベルを提案した。

参考文献

- 1) 労働省安全衛生部；安衛法便覧－平成10年度版，労働基準調査会，1998.
- 2) 森 宜制，木下鈞一，河尻義正；地域別基準風速の設定，産業安全研究所特別研究報告，RIIS-SRR-81-1，pp.11-18，1981.12.
- 3) 木下鈞一，河尻義正；実大実験による風荷重の検討，産業安全研究所特別研究報告，RIIS-SRR-81-1，pp.19-31，1981.12.
- 4) 森 宜制，小川勝教；水平荷重に対する壁つなぎの反力，産業安全研究所特別研究報告，RIIS-SRR-81-1，pp.33-49，1981.12.
- 5) 小川勝教；壁つなぎ用アンカーの引抜耐力，産業安全研究所特別研究報告，RIIS-SRR-81-1，pp.51-62，1981.12.
- 6) 風荷重に対する鋼管足場等の安全技術指針，仮設工業会，1982.1.
- 7) 霞が関ビル建設委員会監修；霞が関ビルディング，三井不動産株式会社，pp.54-64，1968.
- 8) 日本道路公団編；関門橋工事報告書，日本道路公団福岡管理局，pp.57-69，1977.
- 9) 建設業安全衛生年鑑，建設業労働災害防止協会，1972-81,1989-98 (annual).
- 10) Engineering News-Record, McGraw-Hill, 1988-97 (weekly).
- 11) ISO6897; Guidelines for the evaluation of the response of occupants of fixed structures, especially buildings and off-shore structures, to low-frequency horizontal motion (0.063 to 1 Hz), 1984.

第2章 建設工事中の風による災害に関する現状分析

2.1 はじめに

建設工事は屋外作業が多いため天候の影響を受けやすく、過去においては、強風による足場などの倒壊災害が多発しており、これらの中には多数の死傷者を出す「重大災害」(一時に3名以上の死傷者を伴う災害)に発展したものが多くあった。

これらのことから、天候の中で特に風についての安全対策は重要視されてきた。事実、風による足場の倒壊災害の事例調査や風荷重の算定方法に関する研究¹⁾がなされ、続いて、風荷重に対する鋼管足場等の安全技術指針²⁾が制定された。その後、18年以上経過しているが、近年においても強風による足場等の倒壊災害は依然として発生しており、新聞紙上等にぎわすこともある。このような状況から考えると、従来の方法では風による災害防止に限界があるため、新たな安全対策を講じる必要がある。そのためには、現在と過去における建設工事中の風による災害の発生状況の変化を調査し、問題点を指摘することにより、風に対する安全対策を再度見直すことが必要である。

そこで、本章では、(1)1997年以前の近年10年間と1980年以前の過去10年間に建設業において発生した労働災害の中から、風による死亡災害や重大災害の発生状況を調査し、過去から現在までの風による労働災害の発生状況の変化を調べた。(2)このような労働災害中心の分析に加え、統計的には把握しづらい建設工事に起因する風による公衆災害についても事例的に分析した。(3)さらに、海外にも目を向けて調査し、我が国と海外で発生した災害事例を比較することにより、共通の問題点を指摘した。(4)これらの調査の結果から、現在の建設工事中の風による災害の問題点の指摘を行い、今後の災害防止対策について検討した。

2.2 我が国の建設業における風による労働災害

我が国の建設業における労働災害の中で、風が原因と思われる死亡災害・重大災害の発生状況を、建設業安全衛生年鑑¹⁾により統計的に調査した。同年鑑では、風をキーワードとして災害の分類がなされていないため、年鑑に示されている死亡災害・重大災害（交通事故を除く）の全発生状況の概要を分析することにより、風が原因と思われる災害を抜き出し調査した。

本章では“建設工事中の災害”ではなく“建設業における労働災害”として調査したが、ここでいう建設業における「労働災害」とは、建設業に従事する人が災害によって死傷することを意味するものであり、建設工事とは関係ない災害、例えば事務所内での食中毒なども含むものとしている。一方、建設工事中の災害でも、足場の倒壊等により通行人など建設業とは関係ない第三者が死傷した場合には、「公衆災害」としてここでは含まないものとしている。これは、建設業安全衛生年鑑のデータが建設業という業種単位で分類されていること、および労働災害についてのみ扱われていることによるものであり、建設工事中の災害として一元化されたデータベースが他に無いためである。

(1) 建設業における死亡災害・重大災害の変遷

図 2.1 は 1967 年から 1997 年までの、全産業と建設業における死亡者数の推移を示したものである。建設業では、1969 年の 2,492 人をピークに 1973 年から急速に死亡者数が減少しているが、1972 年に制定された労働安全衛生法により安全対策が強化されたためである。その後、1985 年に 1,000 人を割ってからは死亡者数が横這いになり、それ以降は 1,000 人前後で現在まで推移している。1997 年は 848 人と若干少なくなっているが、労働省の発表では安全管理体制が定着したこと、および近年の景気後退により工事量が減少したことを理由として挙げている。しかし、安全管理体制が突然向上したとも考えにくく、あと数年は動向を伺う必要がある。

図 2.1 には、全産業における死亡者数のうち建設業の占める比率、

$(\text{建設業の死亡者数} / \text{全産業の死亡者数}) \times 100$ (%)

を示したが、ここ 30 年間の変動は小さく、特に最近 10 年間は 40% 強のほぼ一定の比率で推移している。

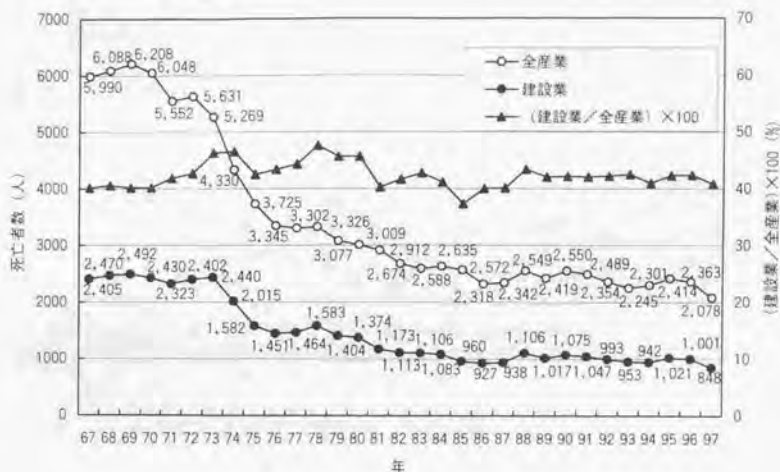


図 2.1 我が国の全産業と建設業における死亡者数の推移

(出典：建設業安全衛生年鑑¹⁾)

図 2.2 は 1967 年から 1997 年までの、全産業と建設業における重大災害の発生件数の推移を示したものである。建設業では、1968 年の 250 件をピークに 1972 年の労働安全衛生法制定後、多少の変動はあるものの 1986 年の 67 件まで減少していった、その後は死亡者数と同様ほぼ横這いになっている。図 2.2 には、全産業における重大災害発生件数のうち建設業の占める比率、

$(\text{建設業の重大災害発生件数} / \text{全産業の重大災害発生件数}) \times 100$ (%)

を示したが、ここ 30 年間を見ると死亡者数の場合に比べばらつきが大きく、約 40~60%の間で推移している。最近 10 年間で見ると、全産業に対する建設業の占める比率は減少傾向にあるが、これは全産業の発生件数が増加傾向にあるためであり、建設業の発生件数自体は横這いである。

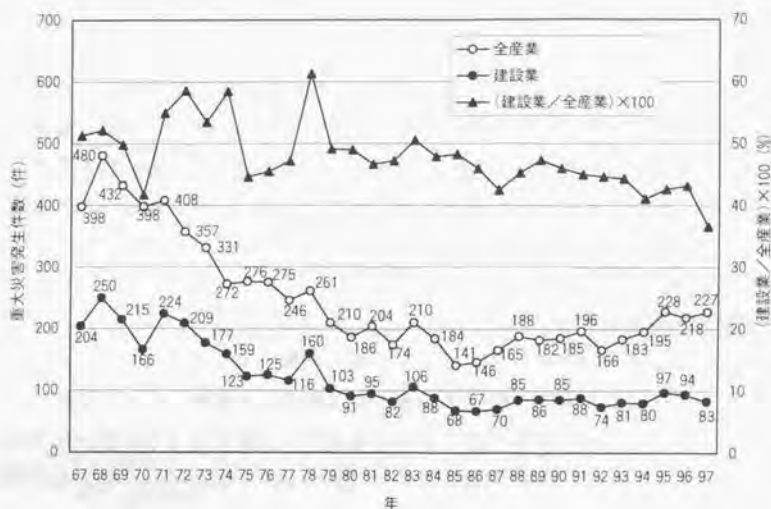


図 2.2 我が国の全産業と建設業における重大災害発生件数の推移
(出典：建設業安全衛生年鑑¹⁾)

(2) 風による死亡災害

表 2.1 は、1988 年から 1997 年までの近年 10 年間に於いて、建設業の中で風によって引き起こされた災害による死亡者数を、災害の種類別に示したものである。表 2.1 に示した風による墜落とは、主に作業員が風にあおられてバランスを崩して墜落したものを、風による飛来・落下とは、主に建設資材が風により飛散して作業員に激突したものを、風による倒壊とは、主に足場などの仮設構造物や建設中の構造物本体が風により倒壊し、作業員がこれに巻き込まれたものを示す。

表 2.1 に示すように、風による死亡者数の総計は 10 年間で 57 人であった。建設業全体に対する比率で見ると、風による死亡者数の総計は 10 年間の合計で建設業全体の 0.6% と、小さな割合となっている。災害の種類別で見ると風による墜落が 10 年間で 27 人と最も多く、次に倒壊 11 人、飛来・落下 11 人の順となっている。墜落全体の中で風による災害の占め

る比率をみると、10年間の合計で0.7%であった。倒壊は、1997年に風による災害の比率が10.0%と高い割合を占めているが、10年間でみれば2.5%とやや小さな割合となっている。同様に、飛来・落下も2.3%とやや小さな割合となっている。

他の自然現象による死亡災害についても調べると、1996年は風による死亡者数が6人であるのに対し、雪による雪崩などで4人、雨により滑るなどで2人死亡している。同様に、1997年は風による死亡者数が8人であるのに対し、雪による災害で3人、雨による災害で2人、波浪による災害で1人死亡しており、自然現象による災害の中では風による死亡者数が最も多くなっている。その他の地震などによる死亡災害は発生していなかった。これより、建設業での風による災害は、死亡災害の発生割合としては小さいものの、自然現象による災害に限っていえば、最も死亡者数の多い災害であることがわかった。

表 2.1 我が国の建設業における風による死亡者数の推移 (人)

(出典：建設業安全衛生年鑑³⁾のデータを改編)

災害の種類		年										計
		1988	1989	1990	1991	1992	1993	1994	1995	1996	1997	
墜落	全体	427	398	437	424	381	363	356	386	374	359	3905
	風	5	1	3	1	0	4	3	4	2	4	27
	比率(%)	1.2	0.3	0.7	0.2	0.0	1.1	0.8	1.0	0.5	1.1	0.7
倒壊	全体	32	49	49	57	59	47	29	45	51	30	448
	風	0	3	2	0	1	2	0	0	0	3	11
	比率(%)	0.0	6.1	4.1	0.0	1.7	4.3	0.0	0.0	0.0	10.0	2.5
飛来・落下	全体	42	56	58	52	52	56	45	38	29	56	484
	風	0	1	1	1	1	2	0	2	2	1	11
	比率(%)	0.0	1.8	1.7	1.9	1.9	3.6	0.0	5.3	6.9	1.8	2.3
その他風による災害		1	0	0	1	1	1	2	0	2	0	8
風による災害の総計		6	5	6	3	3	9	5	6	6	8	57
建設業全体		1,106	1,017	1,075	1,047	993	953	942	1,021	1,001	848	10,003
建設業全体の中で風による災害の比率(%)		0.5	0.5	0.6	0.3	0.3	0.9	0.5	0.6	0.6	0.9	0.6

(3)風による重大災害

建設業における風によって引き起こされた重大災害について分析する。「重大災害」とは、一時に3人以上が死傷する災害であり、大規模なものが多く一度発生すれば人的・経済的損失は甚だしいものとなっている。このため、重大災害は社会的にも影響が大きく、重大災害を減らすことが重要な課題となっている。

表 2.2 は、風荷重に対する鋼管足場等の安全技術指針²⁾が制定された 1982 年以前の、1971 年から 1980 年までの過去 10 年間における、建設業の重大災害発生件数を示したものである。表 2.3 は、1988 年から 1997 年までの近年 10 年間における、重大災害発生件数を示したものである。表 2.2 および表 2.3 より、重大災害の発生件数は両者とも交通事故が最も多く、それぞれ 639 件、464 件となっている。その次は、過去 10 年間では倒壊 215 件、土砂崩壊 153 件の順になっているが、近年 10 年間では墜落 77 件、倒壊 76 件の順に変化している。交通事故が非常に多いのは、建設業に携わる人の現場や会社に向かう途中の交通事故など、建設工事とは全く関係ないものが大半を占めているためである（例えば、作業員を載せたマイクロバスが現場に向かう途中交通事故を起こし、3 人以上が死傷すれば重大災害となる）。それを除いて、建設工事に直接関連するもので考えれば、過去においては倒壊が、近年では墜落と倒壊がほぼ同数で発生件数が最も多くなっている。

風による重大災害について災害の種類別に調べてみると、表 2.2 および表 2.3 より過去も近年もほとんどが倒壊災害であった。これを発生件数で見ると、過去においては風による倒壊が 26 件であったのに対し、近年では 9 件になり約 1/3 に減少している。倒壊災害全体の発生件数も 215 件から 76 件になり、同様に約 1/3 に減少している。よって、倒壊全体の中で風による災害の占める比率は、過去も近年も約 10% となりほとんど変化がないことがわかった。

図 2.2 にも示したように、表 2.2（過去）から表 2.3（近年）の間に、建設業における重大災害の発生件数は著しく減少したが、これは、法体系の整備による近年の安全管理体制の充実や建造物の品質向上等の効果と考え

られる。しかし、倒壊災害全体の中に占める風による災害の比率が、過去も近年もほとんど変わっていないということは、上記理由により倒壊災害全体の減少に伴い風による災害も減少しただけであって、風対策が他の安全対策に比べ特に改善されたわけではないと考えられる。

表 2.2 我が国の建設業における重大災害発生件数（1971～1980年、件）

（出典：建設業安全衛生年鑑³⁾のデータを改編）

災害の種類		倒壊	墜落	土砂崩壊	交通事故	その他	合計
発生件数	全体	215	91	153	639	389	1,487
	風	26	2	0	0	2	30
	比率 (%)	12.1	2.2	0.0	0.0	0.5	2.0

表 2.3 我が国の建設業における重大災害発生件数（1988～1997年、件）

（出典：建設業安全衛生年鑑³⁾のデータを改編）

災害の種類		倒壊	墜落	土砂崩壊	交通事故	その他	合計
発生件数	全体	76	77	39	464	197	853
	風	9	1	0	0	1	11
	比率 (%)	11.8	1.3	0.0	0.0	0.5	1.3

(4)倒壊災害の荷重の方向別発生状況

風による倒壊災害は、主に風による水平荷重に対し、構造物の水平方向への安定性が不足していることから生じるものである。一方、倒壊災害の中にはコンクリート荷重などの鉛直荷重によって生じるものもあるが、鉛直荷重による倒壊は、鉛直方向の強度不足によるもの（支柱の屈曲等）と水平方向の安定性不足によるもの（転倒等）とに分けられる。そこで、表 2.2 と表 2.3 に示した重大災害の中で、倒壊災害を生じさせた荷重を方向別に調べることにした。その結果、過去も近年も荷重の方向別の比率にはほとんど変化がなく、鉛直荷重による倒壊は 90%弱で、水平荷重による倒壊は 10%強であった。鉛直荷重 90%の内訳は、自重やコンクリート荷重等に対する鉛直方向の強度不足のものが約 60%であった。一方、控えワイヤーの切断による転倒や水平変位を防止する部材の不足など、鉛直荷重しか作用していないにも関わらず水平方向の安定性不足によるものが約 30%であった。この 30%と水平荷重による倒壊 10%を合わせた約 40%が、構造物の水平方向の安定性不足により発生した倒壊災害と推定される。風荷重の中には、風の吹き上げ、吹き下げにより鉛直荷重として働く場合もあるが、このような荷重による倒壊災害は見られなかった。表 2.2 および表 2.3 に示した土砂崩壊災害の中で、水平荷重として土荷重を受けた土止め支保工の倒壊がみられたが、あくまで風の影響を受ける地盤より上の構造物の倒壊を対象とし、土砂崩壊による倒壊は含めないこととした。

水平荷重による倒壊の中で風荷重以外のものについて調べると、クレーンの吊り荷や工事車両が構造物に激突するなどわずかに数件しかなかった。これらは水平荷重というよりはむしろクレーンや車両側の操作に原因があるものばかりであり、それを除けば“水平荷重による倒壊”“イコール”風荷重による倒壊”と考えられる。このため、水平荷重に対する倒壊対策としては、風荷重に対する構造物の水平方向の安定性を重視する必要がある。一方、鉛直荷重による倒壊の内、水平方向の安定性不足による倒壊については、ほとんどが施工時の荷重として鉛直荷重のみを考慮し、風荷重等の水平荷重を考慮していない不安定な構造物であったため発生したものであった。このことについては、2.5 節で論述する。

2.3 海外における建設工事中の風による災害

海外での建設工事に関連した風によって引き起こされた災害を、アメリカで出版されている建設技術雑誌、Engineering News-Record (ENR)⁴⁾によって調べた。ENR は、1800年代後半から100年以上も続いている権威ある雑誌であるが、アメリカを中心に世界中の国々で発生した建設工事に関連した災害が数多く掲載されている。これらは社会的に影響の大きい重大な災害と考えられるため、我が国の重大災害に匹敵するものと思われる。

ENRの災害に関する記事の特徴としては、災害が発生してから数日しか経過していないのに、発生状況はともかく問題点や原因まで詳細にわたって言及している点である。我が国の場合には、原因が明らかになるまで半年以上経過する場合もあり、その内容も新聞紙上やテレビのニュースで概略が公表されるのみである。文献等に詳細な内容が発表されることは、裁判が終了するまであまりない。

表2.4は、ENRに1988年から1997年の10年間に於いて掲載された建設工事中の災害の件数を、災害の種類ごとに示したものである。表2.4では、全体の発生件数とその中で風によって引き起こされた災害に絞ってその発生件数を示すが、建設工事全体の総計が133件であったのに対し、風による災害の総計は12件で、その比率は9.0%と高い割合を占めている。災害の種類別でみると、倒壊が建設工事全体で76件と他に比べ圧倒的に多く、海外においても倒壊災害は社会的に最も影響が大きいものと考えられる。この倒壊災害の内、風による倒壊は7件で倒壊災害全体の9.2%を占めていた。この比率は我が国の重大災害の場合とはほぼ同じ約10%であり、建設工事に関連した風による倒壊災害は、我が国と海外の共通の問題点であると考えられる。

表 2.4 ENRに掲載された建設工事に関連した災害件数
 (1988年～1997年, 件)

(出典: ENR⁴⁾のデータを改編)

災害の種類	倒壊	クレーン等	飛来・落下	墜落	その他	合計	
件数	全体	76	22	10	7	18	133
	風	7	2	2	1	0	12
	比率 (%)	9.2	9.1	20.0	14.3	0.0	9.0

2.4 建設工事中の風による倒壊災害事例

(1) 風による倒壊災害の概要

1988年から1997年までの近年10年間に発生した、我が国の建設業における重大災害の中で、風による倒壊災害の概要を整理すると表2.5に示すとおりである。表2.6は、ENRに1988年から1997年までの10年間に掲載された、建設工事中の風による倒壊災害の概要を整理したものである。

両者の発生状況から考えると、風が原因の倒壊災害は仮設の足場が倒壊したものと、施工中の構造物本体が倒壊したものとに分類することができる。我が国の場合、足場の倒壊が4件で施工中の構造物本体の倒壊が3件であった（その他、仮設のプレハブ小屋の倒壊2件）。ENRの記事の場合には、足場の倒壊が2件で施工中の構造物本体の倒壊が5件であった。表2.5および表2.6には、災害発生時の風速が把握できたものについてのみ示してあるが、我が国の場合ほとんどが20m/s以下の低い風速で倒壊しているのに対し、ENRの記事では風速20m/s以上の強風下での倒壊が目立っている。

我が国の場合は、道路や建物に近接した工事が多いため、飛来・落下物災害防止を目的として、外周部に立てた足場にシートを張ることが多い。このため、風荷重に対する安全技術指針などにより、シートやネットが受ける風荷重に対し足場の安全性をチェックするように指導されている。この安全技術指針により施工すれば、場所や高さなどにもよるが、安全率を加味すると風速20m/sの風に対しても足場の安定性は保たれている。しかし、表2.5のように20m/s以下の低い風速でも足場の倒壊が発生しており、これは、足場が計画図通りに組立てられていなかったり組立解体中の風対策が十分でなかったなど、施工時の安全管理が十分行われていなかったためと思われる。ENRの記事の場合、風速20m/s以上の強風により倒壊し多くの死傷者を出しているが、そのような強風下で作業をしていたこと自体が問題といえる。このようなことは、我が国の場合にはほとんどあり得ないことである。ENRの記事では風による施工中の構造物本体（仮設ではなく本設の構造物）の倒壊が多いが、これに対してKarshenasらによっ

て、鉄骨建て方中のビルの強風に対する安定性に関する研究⁹⁾が行われ、有効な安全対策が示されている。我が国では、施工中の長大橋梁や超高層ビルなどに対しては強風対策に関する研究が行われているが、住宅など中低層構造物施工時の風に対する安定性に関しては、施工業者任せになっている。

我が国において1971年から1980年の過去10年間に発生した建設業における重大災害の中で、風によって引き起こされた倒壊災害について同様に調べると、足場の倒壊が6件で施工中の構造物本体の倒壊は16件であった(その他、仮設のプレハブ小屋の倒壊4件)。これより、我が国の場合、1970年代から近年にかけて風による施工中の構造物本体の倒壊は発生件数が大きく減少したが、足場の倒壊は発生件数にほとんど変化ないため、足場の風に対する安全対策が特に改善されたわけではないと考えられる。

表 2.5 我が国の建設業における重大災害の中で風による倒壊災害の概要

No	倒壊した物	災害の概要	被災者数
1	足場	鉄筋コンクリート造家屋の建設現場において、建屋東側のジャンプ足場の組替え作業中、瞬間最大風速 17.5m/s の風により足場（3層、3スパン）が倒壊し、作業員 4 名が被災した。	4
2	仮設のプレハブ小屋	河川敷の整備工事現場において、作業員の休憩所として設置されていたプレハブ小屋が強風でとばされ、小屋の中で休んでいた作業員とともに川に転落した。	3
3	施工中の構造物本体	鉄骨造の工場の建設工事において、鉄骨の建方終了後、胴縁の取付け及び筋かいの取扱い作業中、風により鉄骨が全壊し、作業員が下敷きになった。	5
4	施工中の構造物本体	木造平屋建鶏舎新築工事において、水平つなぎ及び仮補強材を用いて軸組（約 2m 間隔、47スパン、全長 91m）の建ち上げ作業を行っていたところ、平均風速 10m/s の風により軸組が全壊した。	4
5	足場	遺跡発掘調査のため掘削作業を行っていたところ、写真撮影用のため組立ててあったわく組足場（高さ約 15m）が突風にあおられ、作業員の上に倒壊した。	6
6	足場	体育祭の応援席（高さ 6.8m、長さ 68m）設置工事において、わく組足場でステージの組立て作業中、平均風速 10m/s の風のため組立て中のステージが倒壊した。	5
7	仮設のプレハブ小屋	工事現場の休憩所（プレハブ）において、作業員 4 名が雨宿りをしていたところ、風によりプレハブが大きく揺れ始めたため、避難しようとして外へ出たところ、突然プレハブが倒壊して被災した。	3
8	足場	大看板の据え付け作業に使用した足場の解体作業中、足場の控えを取り外したところ平均風速 10~15m/s の風により足場が倒壊し、足場上の作業員が被災した。	4
9	施工中の構造物本体	養鶏舎の建方工事において、母屋材等を合掌組の上方へあげる作業等を行っていたところ、瞬間最大風速 29.2m/s の風により建築中の建物が倒壊した。	3

表 2.6 ENR に掲載された建設工事に関連した風による倒壊災害の概要

No	倒壊した物	災害の概要	被災者数
1	施工中の 構造物本体	高速道路のオーバースタック建設現場において、 風速 47m/s 以上の風により 45t のコンクリート ガードが吹き飛ばされ、その下の道路を走行 していた車の上に落下し、運転手が被災した。	2
2	足場	風速 31m/s 以上の予期せぬ嵐のため、飛行場 の乗客ターミナルビルの窓ガラスが割れたり、 辺りの多くの建設現場で足場や型枠などに被害 が出た。	不明
3	施工中の 構造物本体	空気膜ドームの建設中、強風によりドームの 屋根が倒壊した。屋根は完全に空気で膨らむ前 で、また、屋根を支えるシステムも完成前であ った。	0
4	施工中の 構造物本体	1 階建ての倉庫の建設工事において、倉庫の 屋上に取り付けるコンクリートブロック壁の設 置中、強風によりこの壁が倒壊し多数の作業員 が巻き込まれた。	16
5	足場	ヨーロッパ北部を襲った嵐により、英国国内 で多くの足場が倒壊し多数の死傷者を出した。 これを機に、英国では足場の安全性に関する研 究 ³⁾ を始めた。	100 以上 (建設 以外 含む)
6	施工中の 構造物本体	銀行ビルの建設工事において、最低でも 26.8m/s の強風により、完成した骨組みの 3 分 の 2 が倒壊した。	0
7	施工中の 構造物本体	3 階建ての木造アパートの建設現場で、およ そ 22.3m/s の強風により、2 階より上の部分が 倒壊した。	11

(2)風による足場の倒壊の公衆災害事例

建設工事中の風が原因と思われる災害の中で、特に足場の倒壊に対する安全対策があまり改善されていないことがわかった。これらは労働災害の中で人的損害が生じたものから得られた結果であり、実際には物的損害が生じたものや公衆災害となったものも多くある。そこで、風が原因と思われる足場の倒壊の中で、公衆災害に発展したものの事例を取り上げ問題点について考察する。

a)事例 1'

a.1 災害の概要

ビル改修工事のため設置されたわく組足場が強風のため道路上に倒壊し、通行人等の4人が死傷した。図2.3に災害現場周辺の略図²⁾を示すが、足場は図中斜線のビルのA、B、C三面(図の太線)に沿って立てられていた。このうち、Aの部分の足場が全面的に倒壊した。その時の様子を写真2.1に示す。気象庁のデータから、災害が発生した前1時間のこの付近の瞬間最大風速(風向)は16.3m/s(北北西、図2.3に示す方向)、後1時間では13.0m/s(北北西)であった。この足場にはほぼ全面に養生シートが張られており、強風による風圧力によって倒壊したものと思われる。

足場に張られたシートやネットと同様な構造として、ゴルフ練習場があるが、建築基準法では高さ15m超のネット支柱は工作物とみなされ、建築確認が要る。しかし、ネットを張った状態での基準は無く、ネットの張り方などを変更しても安全性を確認する義務が無いなど、経営者の判断任せとなっている。

図2.4に倒壊した足場を示すが、高さは33.55mでわく組の19層分あり、Aの部分は幅104.4mで58スパンにも及んでいた。この足場には、通常の足場と同様に、転倒防止のため建物との間に壁つなぎが設けられていた。壁つなぎは、2層2スパン(垂直方向3.4m、水平方向3.6m)毎に設置するように組立図面に示されていたが、実際には垂直方向3.8~5.4m、水平方向3.6mの間隔で設置されていた。この壁つなぎは図2.5に示すように、羽子板型のアンカーボルトに緊結金具(通称クランプと呼ばれ、両者を合

おせ羽子板クランプと呼ぶ)を取り付けたもので、これを建物側のコンクリートに埋め込み、鋼管を介して足場側とクランプにより接続する構造となっていた。



図 2.3 災害現場周辺の略図

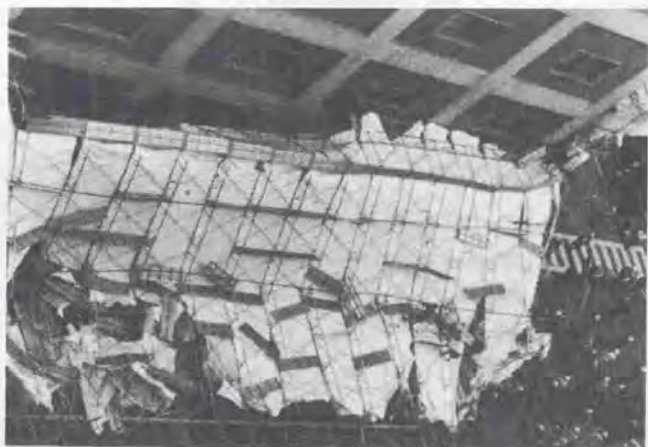


写真 2.1 倒壊した足場の状況

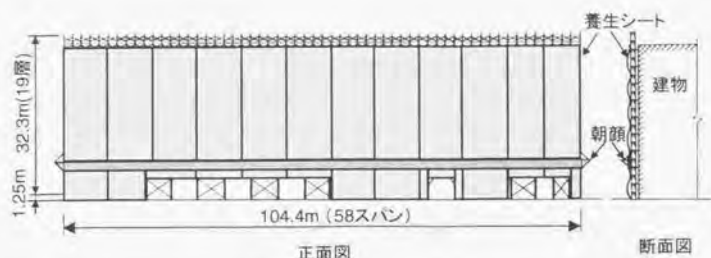


図 2.4 倒壊した足場

a.2 発生原因

目撃者や工事関係者の証言などから災害の状況を推察すると、図 2.6 に示すようであった。まず、足場の風上側側面から吹き込んだ風のため足場面に張られた養生シートがはらみ、この風圧力により足場の風上側上層部で、壁つなぎの鋼管が羽子板クランプより滑って抜けることにより破壊した(図 2.6(a))。さらに、壁つなぎの破壊が風下側上層部に波及していき(図 2.6(b))、続いて足場上層部がはがれその自重により下層部の壁つなぎにも破壊が波及していった(図 2.6(c))。このような連鎖的な破壊により、最終的に足場全体が転倒するように道路上に倒れた(図 2.6(d))ものと推察される。

災害の主な発生原因は次のように考えられている。

- ①壁つなぎの引張・圧縮強度は、クランプと鋼管の摩擦力によって決定される構造となっていた。このため、クランプの締め付け力によって性能が不確かとなり、図 2.7 に示す壁つなぎ専用金具に比べ風荷重に対する強度が不足していた。
- ②強風時に養生シートを外すよう行政側から指導されていたにも関わらず、養生シートを外さなかった。(強風になることがあらかじめ予測できたかどうかは不明であるが、強風がしばらく続いても取り外さなかった。)

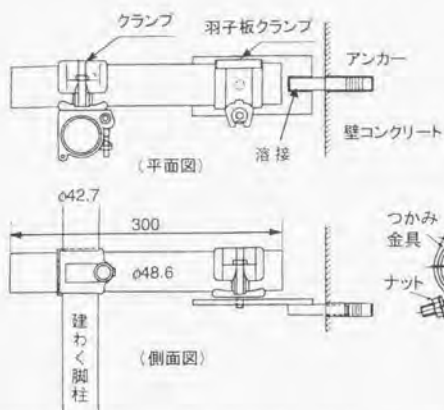


図 2.5 災害で使用された壁つなぎ

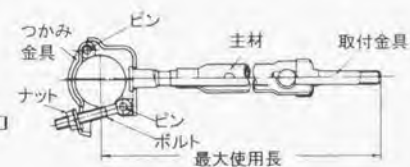


図 2.7 壁つなぎ専用金具

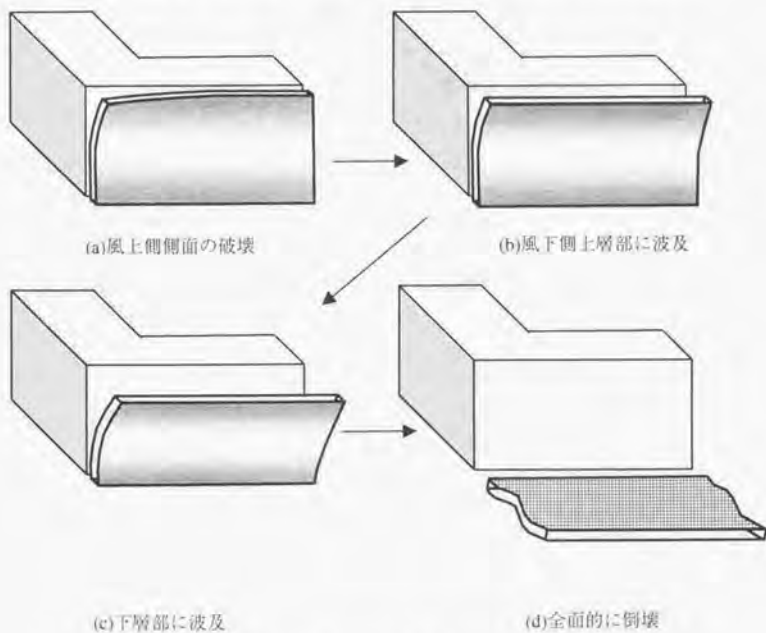


図 2.6 足場の倒壊の進行状況

b) 事例 2

b.1 災害の概要

鉄骨 5 階建てビルの建設現場において、ブラケット足場が倒壊し隣家の屋根の一部を損壊した。幸い、深夜に災害が発生したため被災者はいなかった。災害発生当時の瞬間最大風速は 17.2m/s で比較的風が強く、風におおられて倒壊したものと思われる。図 2.8 に倒壊した足場の立面図を示すが、5 層目から上が南側からねじれるようにして倒れたものである。しかし、足場の北側部分は、北側に立てられた足場に接続されていたため倒壊を免れた。

倒壊した足場はブラケット一側足場と呼ばれ、支柱と水平材を鋼管パイプとクランプによって平面的に組み立て、その構面の片側からブラケットを張り出し、その上に板をかけ渡して足場とするものである。主に、低層家屋の工事や、敷地が狭くて枠組み足場や木足場が設置できない場合に使用される。

この足場の高さは 15.5m で、地上から 2 層目までは鋼矢板、2 層目から 4 層目までは防災シート、4 層目からはグリーンネットが張られていた。倒壊した足場には図 2.8 に示すように壁つなぎが取り付けられていた。4 層目からは、ほぼ 2 層 2 スパン毎に壁つなぎが取り付けられていたが、4 層目からは 3 カ所（ほぼ 3 層 3 スパン毎、5.4m×5.4m）にしか取り付けられておらず、その構造も垂木を番線で固定する簡易なものであった。

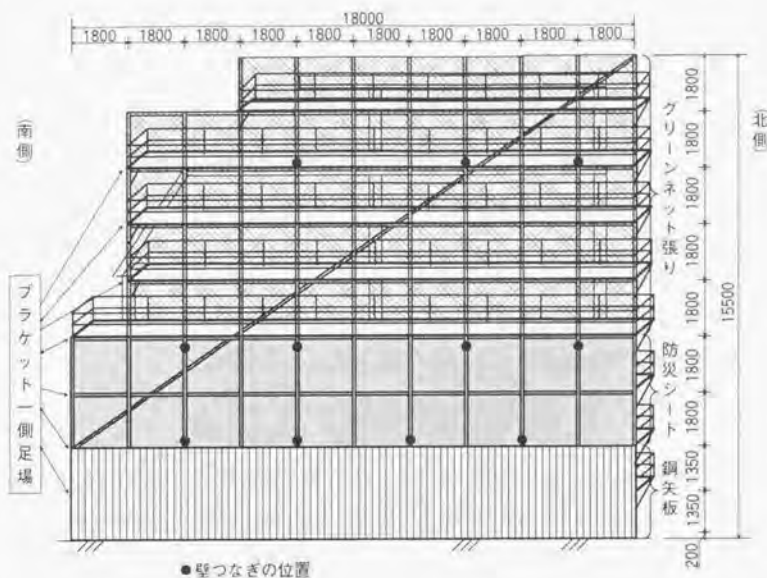


図 2.8 倒壊した足場の構造

b.2 発生原因

調査の結果、災害の主な発生原因は以下のように考えられている。

- ①壁つなぎの取り付け間隔が法令の範囲内（当該足場の場合、垂直方向 5m、水平方向 5.5m 以内）でなく、さらに、壁つなぎは垂木を番線で固定した簡易な構造のため取り付け強度が不十分であった。
- ②強風によって、グリーンネットが強い風荷重を受けたが、深夜のため壁つなぎ等の補強ができなかったこと。（通常、台風など強風時に養生シートは巻き上げたり取り外したりするが、グリーンネットは取り外さないことが多い。）

2.5 風による倒壊災害防止に関する考察

(1) 風による倒壊災害防止対策

前節 2.4 の事例 1 は風荷重に対する鋼管足場等の安全技術指針の制定前に発生し、事例 2 は安全技術指針の制定後に発生した災害である。事例 1、2 とも災害の発生原因は、壁つなぎの強度等が不十分であったこと、および強風時の安全対策が不十分であったことが挙げられる。特に事例 2 の場合、壁つなぎの構造や取り付け間隔からして、安全技術指針が全く反映されていなかったといえる。このように、両事例とも安全管理が不十分であったため発生したものと考えられるが、このことは、風による倒壊以外の多くの倒壊災害についてもいえることである。その他の倒壊災害に対する原因分析でも、施行計画段階に安全性が十分検討されていなかった、足場や支保工などが組立図通りに組立てられていなかった、溶接の欠陥や劣化などにより部材の強度が不十分であった、施工誤差により支柱が傾いていた、コンクリートなどの荷重が不均等であったなど施行計画時の安全対策や施工時の安全管理が不十分であったことが指摘⁹⁾されている。

施行計画時での安全性を検討するため、一定の高さを越える型枠支保工や足場を設置する際には、労働基準監督署に計画の届出をすることが義務づけられている。1989 年からは、計画の作成に当たり一定の資格を有する者、例えば一級建築士や労働大臣の定める研修を修了した者等が参画しなければならぬこととなった。

この計画の届出制度に関し、資格者制度施行前の 1987 年、および施行後の 1991 年について、死亡災害となった倒壊災害の内容を調査した。資格者制度施行前の災害として 23 件、施行後の災害として 21 件調査したが、計画の届出が必要な構造物の倒壊は施行前も施行後もそれぞれ 2 件しかなく、倒壊した構造物のほとんどは計画の届出の対象外であり、組立図が作成されていないものも多くあった。重大災害についても同様に、資格者制度施行前の 1984 年と 1987 年の 13 件、および施行後の 1991 年と 1994 年の 11 件について調査したが、計画の届出が必要な構造物の倒壊は施行前が 4 件、施行後は 5 件であった。資格者制度施行前の災害については、計

画段階における強度の検討不足を指摘された災害もあったが、資格者制度施行後の災害については、全て計画時に作成された組立図と違う構造のため倒壊したものであった。これらの結果から、有資格者が参画して計画の届出を行いそのとおりに組立てた場合、調査した範囲では倒壊災害は発生しなかったといえる。

問題なのは、死亡災害では倒壊した構造物のほとんどが、重大災害では半数以上が計画の届出の対象外であったことである。計画の届出が倒壊災害の防止を目的としているのなら、計画の届出の対象外であった構造物にも目を向け、計画の届出の適用範囲を変えるべきである。例えば足場の場合、高さ 10m 以上かつ 60 日以上使用する場合に計画の届出が必要となっているが、このような高さと使用期間による決め方ではなく、実際に倒壊した場合に予想される被害状況によって決めるべきである。風による足場の倒壊は重大災害になる場合が多く、事例 1 のように道路上に倒壊し大惨事になったこともあるため、壁面塗装工事など 60 日以内に終わるものでも、下部の道路の交通量などに応じ計画の届出を必要とすべきである。

計画の届出により施工計画時の安全性はチェックされるが、上述したように組立図どおりに組み立てられなければ倒壊する場合もある。1992 年には体育館の建設現場で、1998 年には地下鉄車庫の建設現場で、10 名以上が死亡または負傷する大規模な型枠支保工の倒壊災害が発生しているが、いずれも計画時に作成された組立図と違う構造のため倒壊したものであった。

倒壊時の状況として、壁当て材が部分的に取り付けられていなかった、斜材が作業の邪魔となり取り除かれていた、などが指摘されている。斜材や壁当て材は座屈防止のための非常に重要な部材であるが、これらの部材がなくても支保工を組み立てることができ、コンクリートを打設するまでは一見安全に見える。足場の場合にも、壁つなぎ材がなくても組み立てることができるが、壁つなぎ材は風荷重に対しては非常に重要な部材となる。このことは当然のことではあるが、壁つなぎ材や壁当て材は端部にあるため見落とされがちであり、1992 年の災害では一見すると組立図と同じ構造のように見えたが、端部の壁当て材が部分的になかったため座屈した。

型枠支保工や高さ 5m を越える足場を組立てる場合には、講習を受けた作業主任者を選任することになっているが、実際に組立てる作業員自身が、壁つなぎ材や壁当て材の役割を理解していなかったため発生した倒壊災害もあった。これらの倒壊災害の中には、組立図自体が作成されていなかった場合も多いため、作業員自体が各部材の役割を理解している必要がある。

風による倒壊災害を防止するためには、壁つなぎ材などを安易に取り外したり取り付け忘れたりしないよう、作業主任者だけでなく作業員に対しても、それぞれの部材がどのような役割をしているかについてより高度な教育を行う必要がある。

(2) 水平荷重について

2.2 節より、水平方向の安定性不足による倒壊については、ほとんどが施工時の荷重として鉛直荷重のみを考慮し、水平荷重を考慮していない不安定な構造物であったため発生したものであった。これらの原因としては、風荷重を含め水平荷重に対する施工計画者の認識不足が一つの要因として考えられる。なぜなら、完成後の構造物は水平荷重として風荷重や地震荷重を考慮して設計されているが、施工中の構造物、特に仮設構造物は供用期間が短く、施行計画時に考慮すべき水平荷重の大きさを明確に定義することが困難なためである。

仮設構造物に考慮すべき水平荷重として、各種指針等に示されている主なものは、風荷重、地震荷重、照査水平荷重である。その内、風荷重に関して言えば、昭和 50 年代前半に事例 1 のような風による足場の倒壊災害が発生したことから、仮設工業会により風荷重に対する鋼管足場等の安全技術指針が作成された。その後、土木学会の鋼構造架設設計指針¹⁰⁾や建築学会の期限付き構造物の設計・施工マニュアル¹¹⁾等が作成され、施工中の構造物に作用する水平荷重として風荷重を見積もることが示されている。しかし、足場の指針、労働省のクレーン構造規格および鋼構造架設設計指針等を除いては、風速の再現期間、設計風速や荷重の大きさが明確に示されていないものが多い。

地震荷重に関しては、従来からクレーンについては耐震基準が定められ

ており、阪神・淡路大震災で実際にタワークレーンの倒壊が報告¹²⁾されたため、タワークレーンについては耐震性に関する研究¹³⁾も行われている。しかし、その他の仮設構造物については、土木学会の指針や建築学会のマニュアル等で地震荷重を見積もることが示されているものの、風荷重同様に再現期間や地震荷重の根拠が明確に示されていない。また、昭和50年代後半に、高速道路の建設現場でコンクリート打設中に型枠支保工の倒壊災害が多発したことから、1992年の労働安全衛生規則の改正で、型枠支保工に対し水平方向の安定性を保つための仮定の水平荷重として、鉛直荷重の5%（わく組み式支保工は2.5%）の照査水平荷重を見込むことが義務づけられた。しかし、照査水平荷重は実際に発生するかどうかかわからない荷重のため、あまり大きくすると過剰設備になり、小さすぎると効果がなくなってしまう。各種指針等を見ても鉛直荷重の2.5%、5%、10%等とばらついており¹⁴⁾、構造や供用期間の違いにより一律には決められていない。

このように、仮設構造物については、各種指針等により施工時の荷重として水平荷重を見積もることが示されているものの、風荷重など考慮すべき水平荷重の大きさは構造や供用期間の違いなどにより一概に決めにくくなっている。施工計画事例として「水平荷重が予想される場合には考慮する」と表現している文献¹⁵⁾もあり、風荷重など水平荷重は発生頻度が少ないことから、鉛直荷重に比べ水平荷重に対する認識が薄くなっているものと考えられる。しかし一方で、2.2節では重大災害に発展した倒壊災害の内、約40%が水平方向の安定性不足から生じていたことから、風荷重など発生頻度が少なくても、水平方向に対する安定性を十分検討すべきである。そのためには、根拠が明確で合理的であり、かつ誰にでもわかりやすい水平荷重の設定方法を確立する必要がある。

(3) 強風について

事例1、2とも、倒壊原因として強風時の安全対策が不十分であったことが挙げられているが、強風について考えると、現場に24時間張り付いているわけには行かないので、強風が発生することを予測できなければ、

事例2のような深夜に発生した強風に対する安全対策はできない。このような場合、局地的な強風を予測することが必要となるが、現状では局地予報用の観測網はなく、ドップラーレーダー等による観測を行わなければ、局地的な強風と関連した上空の大気の状態を観測することができない¹⁶⁾。このため、局地的な強風に対する数値予報は非常に困難なものとなっており、予期せぬ強風に前もって対応することは難しいものと考えられる。

強風による足場の倒壊災害は最近になって相次いで発生しており、1999年3月には、春一番による突風により足場が倒壊し歩行者が2名負傷している。その倒壊状況を見ると、事例1と同じように部材の連鎖的な破壊により、足場が道路上に全面的に倒壊していた。幸い死者はいなかったが、一つ間違えば大惨事になるような状況であった。しかし、現行の安全技術指針¹⁷⁾では部材毎の応力照査しかなされておらず、二次的、三次的な破壊による連鎖的な倒壊については検討されていない。強風に対する予報は非常に困難なため、多くの死傷者を出す大規模な倒壊に至らないよう、足場の連鎖的な倒壊に対する安全性について検討する必要がある。

(4) 建設工事中の災害のデータベースについて

建設工事中の災害は、その被害者により異なる扱われ方をしている。例えば建設業に従事する人が足場などの倒壊によって死傷する場合は労働災害であるが、歩行者など建設業とは関係ない第三者が死傷した場合には公衆災害として扱われている。その中で、本章では、建設工事中の風による災害について、労働災害として取り扱われたものを中心に調査を行った。2.2節では労働災害のデータのみについて統計処理を行い、公衆災害のデータについては取り上げなかった。本来なら、建設工事中の全ての災害について統計処理を行うべきであるが、労働災害の場合には労働省の捜査管轄となり、公衆災害の場合には警察等の捜査管轄となっており、労働省や警察等がそれぞれ独自の集計・統計処理を行い、データの一元化が難しくなっているためである。このことは、現在の縦割り行政の弊害と言えるが、災害の起因物(例えば足場や支保工)が同じでも被害を受けた人によって、労働災害や公衆災害というように扱う官署が異なるということは、災害防

止対策を立てる上で問題である。

建設工事中の災害には、構造物や自動車等を損傷するなど物的損害を与える場合もある。これらは、被害を受けたものが建設業に関連したものでどうかで、人的災害と同様に労働災害か公衆災害に分けられる。物的損害のみ生じた場合、災害として報告されることが少ないため統計的処理は難しいが、これらの災害事例からも構造的欠陥や人的要因など、再発防止のための重要な問題点を得ることができると考えられる。

これらのことから、被害を受けたものが何であるかには関わらず、災害の起因物を中心に考えて情報の収集を行い、それに基づいて災害防止対策を立てるべきである。そのためには、同一種類の災害の起因物に対し労働省、警察庁といった行政の枠を越え、さらには物的損害のみの災害も加えた災害情報データベースを構築し、これらを広く一般に公開することにより、官民一体となって災害防止対策を行うことが必要である。これは、本章で問題とした建設工事中の風による災害だけでなく、他の災害についても言えることである。

行政の枠を越えたデータベースを作るためには、労働省や警察庁のデータ、例えば「犯罪統計書」など、集計方法の違う報告書を入念に調査する必要がある。それを容易にするためにも、同一災害に対する捜査を労働基準監督署と警察署が別々に行わず、両者が共同で捜査を行うなど、災害のデータを共有することが必要である。

2.6 まとめ

建設工事中の風による労働災害を、建設業安全衛生年鑑および ENR を中心に調査・分析した結果、以下のことがわかった。

①建設業での風による災害は、死亡災害の発生割合としては小さいものの、自然現象による災害に限っていえば、最も死者数の多い災害である。

②我が国の重大災害の中で墜落災害と並び最も大きな問題である倒壊災害の内、過去も近年も約 10%は風によるものであり変化がない。また、ENR に掲載された災害についても調べると、倒壊災害の内、風によるものが同様に約 10%を占めており、建設工事に関連した風による倒壊災害は、我が国と海外の共通の問題点であると考えられる。

③我が国の重大災害の中で、1970年代から近年にかけて、風による施工中の構造物本体の倒壊災害は発生件数が大きく減少したが、足場の倒壊は発生件数にはほとんど変化がない。風に対する足場の安全対策は特に改善されたわけではない。

④仮設構造物については、各種指針等により施工時の荷重として水平荷重を見積もることが示されているものの、風荷重など考慮すべき水平荷重の大きさは供用期間の違いなどにより一概に決められない。しかし一方で、重大災害に発展した倒壊災害の内、約 40%が水平方向の安定性不足から生じていたことから、根拠が明確で合理的であり、かつ誰にでもわかりやすい水平荷重の設定方法を確立する必要がある。

⑤強風により、足場が連鎖的に倒壊し多くの死傷者を出しているが、現行の安全技術指針では部材毎の応力照査しかなされておらず、二次的、三次的な破壊による連鎖的な倒壊については検討されていない。強風に対する予報は非常に困難なため、多くの死傷者を出す大規模な倒壊に至らないよう、足場の連鎖的な倒壊に対する安全性について検討する必要がある。

⑥風による足場の倒壊災害防止対策として、足場が道路上に倒壊する大惨事を防止するためには、計画届の適用範囲を変更し、壁面塗装工事など 60日以内に終わるものでも、下部の道路の交通量などに応じ計画の届出を必要とすべきである。

⑦風による倒壊災害を防止するためには、壁つなぎ材などを安易に取り外したり取り付け忘れたりしないよう、作業主任者だけでなく作業員に対しても、それぞれの部材がどのような役割をしているかについてより高度な教育を行う必要がある。

風による災害に関する調査・分析の過程で、建設工事中の災害に関し一元化されたデータベースが無かった。特に、現在の縦割り行政の弊害により、災害の起因物（例えば足場や支保工）が同じでも被害を受けたものによって、労働災害や公衆災害というように扱う官署が異なっていた。同一種類の災害の起因物に対し、労働省、警察といった行政の枠を越えた災害情報データベースを構築し、これらを広く一般に公開することにより、官民一体となって災害防止対策を行うことが必要である。

行政の枠を越えたデータベースを作るためには、労働省や警察庁のデータ、例えば「犯罪統計書」など、集計方法の違う報告書を入念に調査する必要がある。それを容易にするためにも、同一災害に対する捜査を労働基準監督署と警察署が別々に行わず、両者が共同で捜査を行うなど、災害のデータを共有することが必要である。

参考文献

- 1) 森 宜嗣, 木下鈞一, 小川勝教, 河尻義正; 強風に対する足場等の安全対策, 産業安全研究所特別研究報告, RIIS-SRR-81-1, 1981.12.
- 2) 風荷重に対する鋼管足場等の安全技術指針, 仮設工業会, 1982.1.
- 3) 建設業安全衛生年鑑, 建設業労働災害防止協会, 1972-81, 1989-98 (annual).
- 4) Engineering News-Record, McGraw-Hill, 1988-97 (weekly).
- 5) Hollis, E.J.; Measurement of Wind Forces on Net Covered Temporary Scaffolds, Structural Safety & Reliability, Vol.3, pp.1639-1646, 1994.
- 6) Karshenas, S., Ang, A.H-S.; A Structural Safety Analysis of Steel Buildings during Construction, Structural Safety, Vol.1, pp.239-255, 1983.
- 7) 河尻義正; 災害事例-東京・大手町で強風により足場が倒壊, 安全工学, Vol.18, No.2, pp.110-112, 1979.
- 8) 仮設工業会, 建設業労働災害防止協会; 型わく支保工・足場工事計画参画者資格研修テキスト, 仮設工業会, pp.173-174, 1993.
- 9) 木下鈞一, 小川勝教, 河尻義正, 大輻勝利; 仮設構造物の倒壊防止のための力学的評価法に関する特別研究, 産業安全研究所特別研究報告, RIIS-SRR-91, pp.1-10, 1992.2.
- 10) 鋼構造架設設計指針, 土木学会, 1978.5.
- 11) 期限付き構造物の設計・施工マニュアル・同解説-各種建築物(膜構造・つり構造等)および工作物, 日本建築学会, 1986.12.
- 12) 堀井宜幸, 大輻勝利, 豊澤康男, 河尻義正, 小川勝教; 工事用設備等の阪神・淡路大震災による被害状況について, 第26回安全工学シンポジウム講演予稿集, pp.97-98, 1996.
- 13) 大輻勝利, 河尻義正, 鈴木崇伸; 建設用タワークレーンの耐震性に関する基礎的研究, 第24回地震工学研究発表会講演論文集, pp.841-844, Vol.2, 1997.7.
- 14) 仮設PC鋼材設計・施工マニュアル, 高速道路調査会, 1997.7.
- 15) 仮設構造物の計画と施工, 土木学会, 1990.
- 16) 朝倉 正, 関口理郎, 新田 尚; 新版気象ハンドブック, 朝倉書店, p648, 1995.11.

17) 風荷重に対する足場の安全技術指針, 仮設工業会, 1999.2.

第3章 風による足場の倒壊に関する確率的評価

3.1 はじめに

足場等の仮設構造物は、組立・解体を容易にするため非常に軽い部材で構成されており、接合部はピンやクランプなど簡易なものとなっている。また、墜落や飛来・落下物災害防止を目的として、足場の外周部はメッシュシート等で囲まれていることが多い。このため、風荷重に対する足場の安定性が問題となっており、実際に強風時に多くの倒壊災害が発生している。

第2章で、風による足場の倒壊災害が問題となっており、この災害について事例調査した結果、災害事例1では、1箇所(壁つなぎ)が破壊したことをきっかけに、他の壁つなぎに2次的、3次的な破壊が連鎖的に発生し、最終的に大規模な倒壊に発展した。このような連鎖的な破壊による倒壊災害は大きな被害を及ぼすことが多く、災害事例1でも4名が死傷する大惨事になった。しかし、強風に対する足場の現行の設計方法¹⁾について考えると、壁つなぎなど各部材の1次的な破壊に対してのみ安全性チェックが行われている。この方法では、各部材が隣の部材との間の中央までの範囲に生じる風荷重を分担するものとして応力照査しているが、1箇所(壁つなぎ)が破壊した後の荷重分担の変化による2次的、3次的な破壊については考慮されていない。このため、大規模な倒壊災害を防止するためには、2次的、3次的な破壊を考慮した構造システム全体の安全性について検討する必要がある。

本章では足場の風による倒壊災害防止の基礎資料を得るために、風荷重により足場の壁つなぎが連鎖的に倒壊していく現象を、並・直列システムによりモデル化し信頼性解析を行い、構造システム全体の安全性を確率的に評価した。その際、実際に倒壊した足場をモデルに、この足場の倒壊現象を確率的に評価するとともに、足場を補強する壁つなぎの本数や風速など各種条件を変化させた場合の構造システム全体の安全性について検討した。

3.2 足場の連鎖的倒壊に対する信頼性解析方法

解析は以下の手順により行った。

- ①解析モデルに対しガスト応答解析を行い、平均風力に変動荷重を加えた等価静的荷重を求める。
- ②解析モデルに等価静的荷重を与えて壁つなぎに生じる軸力を求め、FORMにより破壊確率を求める。
- ③ β -unzipping法により卓越した破壊モードを求める。
- ④各破壊モードを並・直列システムで表し、構造システム全体の破壊確率を求める。

(1) 解析モデル

本章では、第2章の事例1に示した実際に倒壊した枠組み足場を解析の対象とし、解析1として倒壊災害を再現した解析を行いこの足場の安全性について検討した。さらに、解析2としてこの足場を補強する壁つなぎの配置を各種変化させて信頼性解析を行い、設計風速毎に構造システム全体の破壊確率を求めた。

倒壊した枠組み足場を図3.1に示す。この災害は東京の都心部で発生したものであり、災害現場周辺の状況を図3.2に示す。倒壊した足場は、図3.2のAの構面に立てられていたものである。図3.2のビルに記された数字は、ビルの高さ(m)を表す。

この足場は目撃者の証言から、シートに生じた負圧により図3.1の左上から右側に向かってはがれるように次々と倒壊したと考えられる。そこで、倒壊した構面Aの足場の内、最初の破壊のきっかけ部分である図3.1の左上部の10層(鉛直方向10段)9スパン(水平方向9列)分を対象として、解析1に対し図3.3のようにモデル化した。図3.3には、水平荷重(風荷重)に対する支点として壁つなぎが示してあるが、倒壊した足場にはこの位置に壁つなぎが取り付けられていたものと推定されている。足場は建物から2.6m突出しており、この部分を除いた足場全面に養生シートが張られているものとする。

解析2では実際の施工時に参照できるよう、考え得るあらゆる壁つなぎの配列に対し解析を行うこととした。壁つなぎの配列は実際の施工を考えてランダムにせず、2層1スパン毎というように規則正しい配列とした。枠組み足場の場合、法令では壁つなぎを垂直方向9m、水平方向8m(5層4スパン)以内に取り付けるよう規定されているが、これは鉛直荷重に対する座屈等を考慮した数値であり、風荷重のような水平荷重を考慮したものではない。よって、本章では壁つなぎをより密に取り付けるものとして、壁つなぎの間隔が3層または3スパン以内の配列に対し解析を行った。グリーンネットの場合、施工教育用テキストでは3層3スパン以内に壁つなぎを取り付けることが推奨されている³⁾。

解析モデルは図3.3と同じ寸法としたが、対象とする足場は端部より中央部の方が風荷重が大きい⁴⁾ため、図3.1に示すように中央上部をモデル化した。解析対象とした壁つなぎの配列を図3.4~3.12に示す。壁つなぎの間隔が最大となる3層3スパンについては、以下に示す規格品の壁つなぎを用いても現行の設計基準を満足しない構造のため解析しないこととした。上層2段は、建物から突出しているため壁つなぎを取り付けることができないが、単管パイプ等により壁つなぎと同等の強度で補強するものとして解析した。

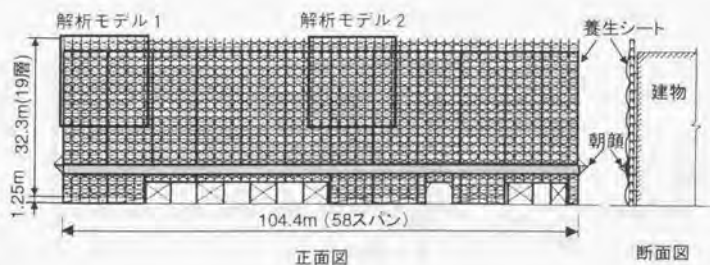


図 3.1 倒壊した枠組み足場



図 3.2 災害現場周辺の略図

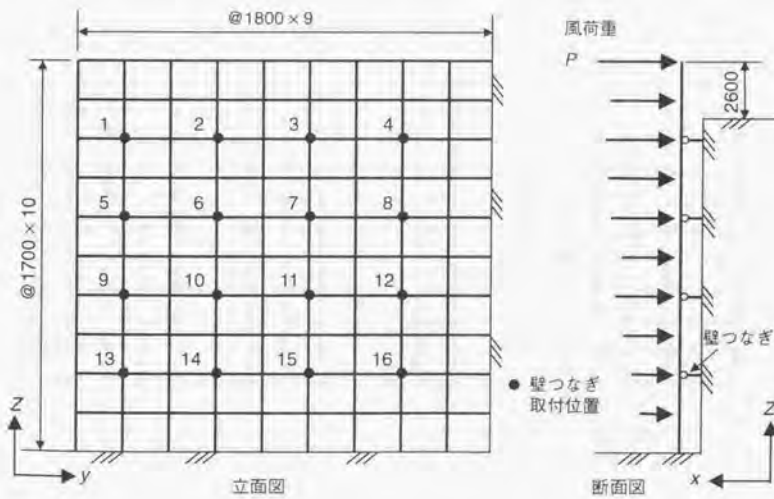


図 3.3 解析モデル (解析 1)

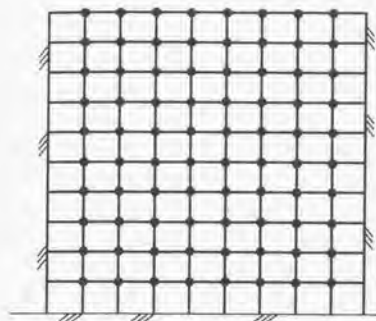


図 3.4 1層1スパン毎 (1S1B, 80本)

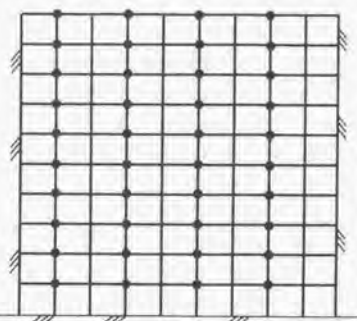


図 3.5 1層2スパン毎 (1S2B, 40本)

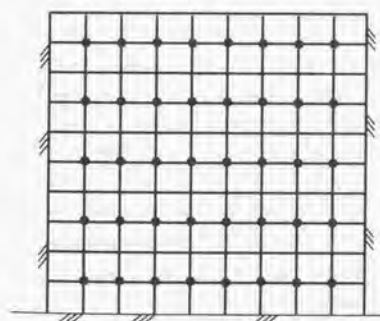


図 3.6 2層1スパン毎 (2S1B, 40本)

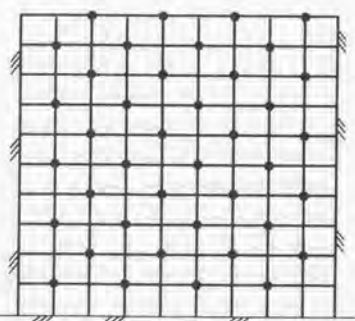


図 3.7 2層1スパン毎段違い
(2S1B', 40本)

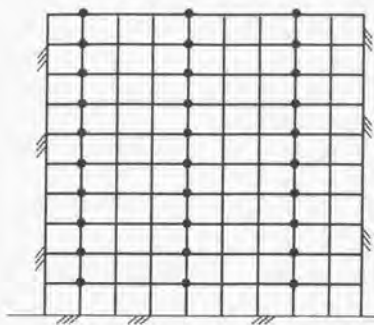


図 3.8 1層3スパン毎 (1S3B, 30本)

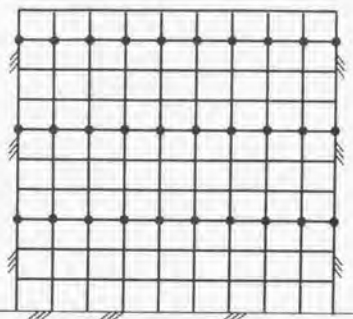


図 3.9 3層1スパン毎 (3S1B, 30本)

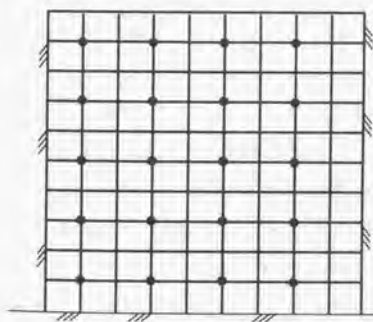


図 3.10 2層2スパン毎 (2S2B, 20本)

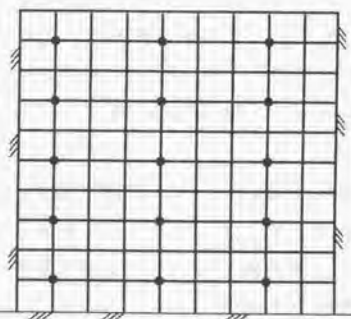


図 3.11 2層3スパン毎 (2S3B, 15本)

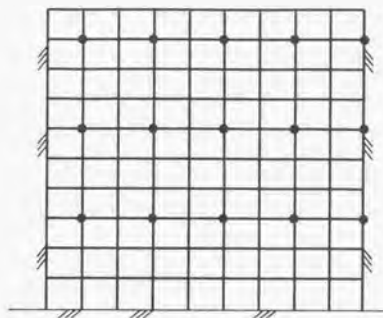


図3.12 3層2スパン毎 (3S2B, 15本)

(2) 部材強度

風荷重によって影響を受ける部材は支柱と壁つなぎであるが、風荷重によって生じる応力と部材強度の比を見ると、図3.3の構造では壁つなぎに比べ支柱の強度比の方が1オーダー大きい。そのため、本章では壁つなぎについてのみ強度を検討することとした。倒壊した足場に使用されていた壁つなぎは第2章の図2.5に示してあるが、解析1の倒壊災害の再現は、この壁つなぎを対象として解析した。

第2章の図2.7には規格品の壁つなぎが示してあるが、実際にはこの壁つなぎを使用するように規定されている。解析2では、この壁つなぎを対象として解析した。倒壊した足場の壁つなぎのクランプの滑り強度を f_{11} 、規格品の壁つなぎ材の認定基準強度を f_{10} とすると、これらは仮設機材構造基準³⁾より10%の変動があるものとして平均値が決められており、それぞれ $\bar{f}_{11}=7355\text{N}$ 、 $\bar{f}_{10}=9810\text{N}$ と規定されている。

(3) ガスト応答解析

現行の設計基準では、基準風速として再現期間 12 ヶ月の最大風速（10 分間平均）の期待値に、突風率を乗じた瞬間最大風速（評価時間 2~3 秒）を用いて風荷重を算出している。これは、各部材が分担する風荷重の範囲を、隣の部材との間の中央までの範囲（数 m 四方）に限定しているためであり、このように非常に狭い範囲内では、瞬間最大風速が全領域に同時に作用するものとして風荷重を評価することができる。

本解析モデルの場合は、解析領域が高さ 17.0m×幅 16.2m と非常に広範囲である。瞬間最大風速がほぼ同時に作用すると見なせる変動の限界周期 T_1 は、次の式により表すことができる。

$$T_1 = \frac{kL}{U} \quad \dots(3.1)$$

ここで、 k : 変動風圧のルートコヒーレンスの減衰定数 (=8 とする)

L : 2 点間の距離 (本解析モデルより =17m とする)

U : 平均風速 (現行の設計基準より評価すると ≈20m/s とする)

式 (3.1) を計算すると $T_1=6.8$ 秒となり、本解析モデルの場合、現行の設計基準による評価時間 2~3 秒の瞬間最大風速は同時に作用しないと考えられる。このため、瞬間最大風速による評価ではなく、風の乱れによる風速変動やその空間的非同時性に起因した足場の不規則振動（ガスト応答またはパフティングと呼ぶ）を考慮して風荷重を評価する必要がある。

この振動には、風方向振動、風直角方向振動、およびねじれ振動が考えられるが、足場の場合、壁つなぎが非常に密に取り付けられていることから、風直角方向振動やねじれ振動の影響は少ないと考えられる。よって、風方向振動のみを考慮してガスト応答解析を行うこととしたが、足場の振動に関しては測定データがないため、4 層 1 スパンに組立てた足場（下端のみ固定、上端自由）に対し自由振動実験を行った。その結果、1 次振動の固有振動数は 2.54Hz であった。本解析モデルでは、壁つなぎが最低でも 3 層以内に付けられており非常に密なため、固有振動数がさらに高

くなると考えられる。これは、足場の風方向振動に対する剛性は小さいが、1層1スパンあたりの質量が約500Nと非常に軽いためである。風圧のパワースペクトル密度は高周波数領域で非常に小さくなるため、本解析モデルでは1次振動が支配的になり、さらに足場の共振効果は無視できるほど小さくなると考えられる。そこで、足場の1次振動について、応答に対する準静的成分のみを考慮してガスト応答解析を行い、風荷重を算出した。

(4) 多質点系の応答解析⁴⁾

各質点に風速変動によるランダム風力 $f_i(t)$ ($i=1, 2, \dots, m$) を受ける多質点系の応答を考えると、振動方程式は次式のように表される。

$$[m]\{\ddot{x}\} + [c]\{\dot{x}\} + [k]\{x\} = \{f(t)\} \quad \dots(3.2)$$

ここで、 $[m]$: 質量マトリックス

$[c]$: 減衰マトリックス

$[k]$: 剛性マトリックス

$\{x\}$: 変位ベクトル

$\{f(t)\}$: 風力ベクトル

s 次固有振動モードを $\{\phi_s\} = \{\phi_{s1}, \phi_{s2}, \dots, \phi_{sm}\}^T$ として、振動モードの直交性が減衰力にも成り立つと仮定すると、

$$\{\phi_s\}^T [m] \{\phi_r\} = \begin{cases} 0 & (s \neq r) \\ M_s & (s = r) \end{cases} \quad \dots(3.3)$$

$$\{\phi_s\}^T [k] \{\phi_r\} = \begin{cases} 0 & (s \neq r) \\ K_s & (s = r) \end{cases} \quad \dots(3.4)$$

$$\{\phi_s\}^T [c] \{\phi_r\} = \begin{cases} 0 & (s \neq r) \\ C_s & (s = r) \end{cases} \quad \dots(3.5)$$

および、

$$\{\phi_s\}^T \{f(t)\} = F_s(t) \quad \dots(3.6)$$

とすると、次式に示す1次振動の1質点系振動方程式が得られる。

$$M_1 \ddot{q}_1(t) + C_1 \dot{q}_1(t) + K_1 q_1(t) = F_1(t) \quad \dots(3.7)$$

M_1 , C_1 , K_1 , $F_1(t)$, $q_1(t)$ は、それぞれ1次振動の一般化質量、一般化減衰、一般化剛性、一般化風力、一般化変位である。

式(3.7)により求めた、1質点系振動方程式に対しガスト応答解析を行い、1次振動の一般化変位の標準偏差 σ_{q_1} を求める。得られた解より、次式のように j 質点の応答変位の標準偏差 σ_{q_j} を求め、 σ_{q_j} にピークファクターを乗ずることにより、 j 質点の応答変位の最大値 $x_{j,max}$ を求めることとする。

$$\sigma_{x_j}^2 = \phi_j^2 \sigma_{q_j}^2 \quad \dots(3.8)$$

一般化変位の標準偏差 σ_{q_1} は、一般化変位 $q_1(t)$ のパワースペクトル密度を全周波数領域で積分することにより次式のように求めることができる。

$$\sigma_{q_1}^2 = \int_0^\infty S_{q_1}(n) dn \quad \dots(3.9)$$

$$S_{q_1}(n) = \frac{1}{K_1^2} |\chi_1(n)|^2 S_{F_1}(n) \quad \dots(3.10)$$

ここで、 $S_{q_1}(n)$: 一般化変位のパワースペクトル密度

$S_{F_1}(n)$: 一般化風力のパワースペクトル密度

$|\chi_1(n)|^2 / K_1^2$: 1次振動の機械的アドミッタンス

$$|\chi_1(n)|^2 = \frac{1}{\left\{ 1 - \left(\frac{n}{n_1} \right)^2 \right\}^2 + 4h_1^2 \left(\frac{n}{n_1} \right)^2} \quad \dots(3.11)$$

ここで、 n_1 : 1次振動の固有振動数

h_1 : 1次振動の減衰定数

式 (3.11) の特性より、減衰定数 h_1 が小さいと、 $n < n_1$ のとき $|\chi_1(n)|^2 \approx 1$ 、 $n \approx n_1$ のとき $|\chi_1(n)|^2 \gg 1$ 、 $n > n_1$ のとき $|\chi_1(n)|^2 \approx 0$ となることから、式 (3.8) は式 (3.9) と式 (3.10) より、近似的に次の二つの積分に分けて表すことができる。

$$\sigma_{\dot{w}}^2 \approx \frac{\theta_{j1}^2}{K^2} \left\{ \int_0^{n_1} J_1(n) dn + J_1(n_1) \int_0^{n_1} |\chi_1(n)|^2 dn \right\} \quad \dots(3.12)$$

ここで、 $J_1(n)$: 1次振動のジョイントアクセプタンス、一般化風力のパワースペクトル密度に相当する。

式 (3.12) の右辺括弧内第一項は準定常成分、第二項は共振成分を表すが、本解析では共振成分を考慮しないため、第一項についてのみ解析を行った。

式 (3.12) のジョイントアクセプタンスは次のように表される。

$$J_1(n) = \int_a^b \int_a^b \int_0^B \int_0^B \rho^2 \phi_1(y_1, z_1) \phi_1(y_2, z_2) \mathcal{V}(z_1) \mathcal{V}(z_2) \times \\ \{ C_u(y_1, z_1) C_u(y_2, z_2) - 2C_u(y_1, z_1) C_l(y_2, z_2) N(n) + C_l(y_1, z_1) C_l(y_2, z_2) \} \times \\ |\chi_{wp}(n)|^2 \sqrt{S_u(z_1, n)} \sqrt{S_u(z_2, n)} \text{Coh}(y_1, y_2, z_1, z_2, n) dy_1 dy_2 dz_1 dz_2 \quad \dots(3.13)$$

ここで、 $C_u(y, z)$: (y, z) 点の風上面における平均風圧係数

$C_l(y, z)$: (y, z) 点の風下面における平均風圧係数

$N(n)$: 流れ方向の相関を表す係数、風上面と風下面の距離に関連するが、足場の場合その距離が非常に近いためここでは $N(n) = 1$ とする。

$|\chi_{wp}(n)|^2$ は風速・風圧アドミッタンスと呼ばれ、振動数領域において風速変動を風圧変動に結びつける変換子で、次式で与えられる。

$$|X_w(n)|^2 = \frac{1}{\left\{1 + 20 \left(\frac{nB}{U}\right)^2\right\}^k} \quad \dots(3.14)$$

平均風速 U は足場頂部の高さ H における風速 $U(H)$ 、 k は 2/3 とする。

$S_w(z, n)$ は変動風速 $u(z, t)$ のパワースペクトル密度で、次のカルマン型の式³⁾を用いる。

$$S_w(z, n) = \frac{4\sigma_w^2 \left(\frac{L_z}{U(z)}\right)}{\left\{1 + 70.8 \left(\frac{nL_z}{U(z)}\right)^2\right\}^{5/6}} \quad \dots(3.15)$$

ここで、 σ_w ：変動風速 $u(z, t)$ の標準偏差、 $\sigma_w = U(z) \cdot I$ で表される。

I ：乱れの強さ。建築物荷重指針³⁾に示された地表面粗度区分と地表面からの高さ z によって決まる値とする。

L_z ：変動風速 $u(z, t)$ の乱れのスケール（ $=100(z/30)^{0.5}$ とする）

$Coh(y_1, y_2, z_1, z_2, n)$ は変動風速の空間分布性状を周波数別の相関として表現するコ・コヒーレンスで、パワースペクトル密度との積で近似的に 2 点間のクロススペクトル密度を表現することができる。コ・コヒーレンスとして次式を用いることとする。

$$Coh(y_1, y_2, z_1, z_2, n) = \exp \left[-\frac{n \sqrt{k_1^2 (y_1 - y_2)^2 + k_2^2 (z_1 - z_2)^2}}{\frac{1}{2} \{U(z_1) + U(z_2)\}} \right] \quad \dots(3.16)$$

ここで、 k_1, k_2 ：コ・コヒーレンスの減衰定数（ $=8$ とする）

以上より、式 (3.12) に示した j 質点の応答変位の標準偏差 σ_{vj} を求める

ことができる。j 質点の応答変位の最大値 $x_{j,max}$ は、標準偏差 σ_{ij} にピーク
 ファクター g_{ij} を乗ずることにより次式で与えられる。

$$x_{j,max} = g_{ij} \sigma_{ij} \quad \dots(3.17)$$

$$g_{ij} = \sqrt{2 \ln v_{ij} T} + \frac{0.577}{\sqrt{2 \ln v_{ij} T}} \quad \dots(3.18)$$

ここで、 T : 応答の評価時間、基準風速の評価時間が 10 分であること
 から 600 秒とする。

v_{ij} : レベルクロッシング数、単位時間内に変動量 $x_j(t)$ が平均
 値を正の勾配で横切る回数の期待値で、次式で表す。

$$v_{ij} = \sqrt{\frac{\int_0^T n^2 S_{ij}(n) dn}{\int_0^T S_{ij}(n) dn}} \quad \dots(3.19)$$

$$S_{ij}(n) = \phi_{ij}^2 S_{ij}(n) \quad \dots(3.20)$$

(5) 変動風力を考慮した風荷重

平均風力による j 質点の応答の平均値を X_j とすると、 X_j を含む変動量 $x_j(t)$ の最大値 $X_{j,max}$ は次式で表すことができる。

$$X_{j,max} = X_j + g_{vj} \sigma_{vj} = G_j X_j \quad \dots(3.21)$$

$$G_j = 1 + \frac{g_{vj} \sigma_{vj}}{X_j} \quad \dots(3.22)$$

ここで、 G_j : j 質点のガスト影響係数

弾性範囲内であれば荷重と変位は比例するため、平均風力にガスト影響係数 G_j を乗ずれば、最大値 $X_{j,max}$ を与えるのに等価な静的荷重を求めることができる。よって、 j 質点に与える風荷重 P_j は次の式により求められる。

$$P_j = \frac{1}{2} \rho U_j^2 C_j A_j G_j \quad \dots(3.23)$$

ここで、 U_j : j 質点での平均風速

C_j : j 質点での平均風力係数

A_j : j 質点での風荷重の分担面積

j 質点での平均風速 U_j は、現行の足場の設計方法を基に次式により求める。

$$U_j = U_0 \cdot K_e \cdot E \cdot E_B \quad \dots(3.24)$$

ここで、 U_0 : 基準風速、再現期間 12 ヶ月の最大風速 (10 分間平均) の期待値

K_e : 台風時割増係数

E : 鉛直分布係数

E_B : 近接高層建築物による割増係数

現行の足場の設計指針では、足場の供用期間は平均すると1年以内⁶⁾であることから、強風の再現期間を12ヶ月として基準風速 U_0 を求めている。指針では、10分間平均風速の月最大値の分布がGumbel分布に従うものとして U_0 を求めており、解析1の場合、対象とした足場が立っていたのは東京であることから $U_0=18\text{m/s}$ ⁷⁾とした。また、解析2では風速を14~20m/sまで2m/s毎に変化させて解析した。風速14m/sというのは、地域毎に定められている基準風速 U_0 の最小値であり、20m/sは最大値である。両解析とも、基準風速 U_0 の変動係数は東京で観測された0.21⁸⁾とした。

台風時刻増係数 K_t は、台風接近時でもシートやネット類を外さない場合の基準風速 U_0 の割増係数である。指針では九州、沖縄、山口では $K_t=1.1\sim 1.2$ となるが、その他の地域では $K_t=1.0$ となる。

鉛直分布係数 E は、平均風速の鉛直分布がべき指数に従うものとして、建築物荷重指針⁹⁾のI~Vの地表面粗度区分を用いて次の式により求める。次式では、大都市での足場の倒壊を想定し、東京の地表面粗度区分がV(10階以上の高層建築物が密集する市街地)であることからVの値を用いている。

$$E = 0.50 \quad (z \leq Z_b)$$

$$= 1.7 \left(\frac{z}{Z_G} \right)^\alpha \quad (Z_b < z \leq Z_G) \quad \dots(3.25)$$

ここで、 Z_b : 地表面粗度区分がVの時、20m

Z_G : 地表面粗度区分がVの時、650m

α : べき指数、地表面粗度区分がVの時、0.35

近接高層建築物による割増係数 E_R は、近接する高層建築物(高さ H)からの距離 L によってその値が定められており、地上からの高さ $Z \leq H/2$ の範囲では $E_R=1.1\sim 1.3$ となる。しかし、 $Z > H/2$ の範囲では近接高層建築物の影響を受けないものとして、 L によらず $E_R=1.0$ となる。図3.2より、倒壊した構面Aの足場は左隣の2つのビルに影響を受けるが、どちらも高さ $H=31\text{m}$ のため $H/2=15.5\text{m}$ となる。一方、解析モデルは地上からの高

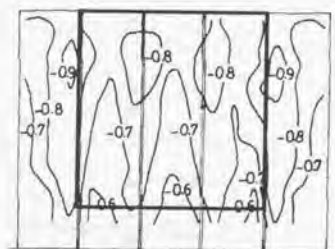
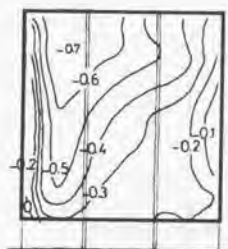
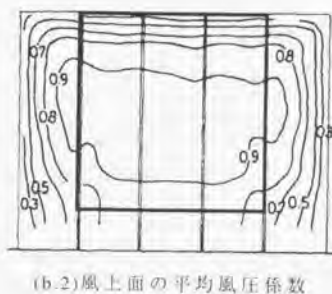
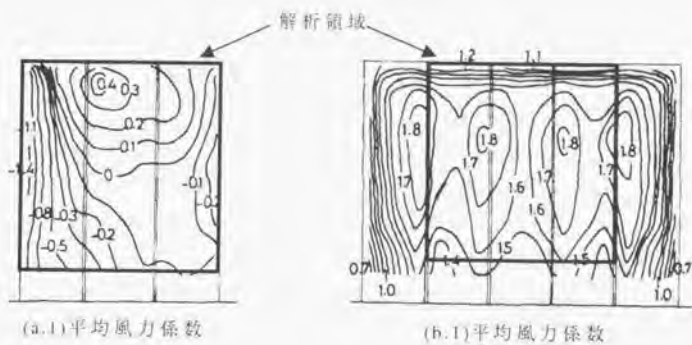
さが $Z=16.55\text{m}$ 以上であることから、全ての範囲で $Z>H/2$ となる。よって、解析モデルの高さでは近接高層建築物の影響を受けないため $E_g=1.0$ とする。

なお、前項の高さ z における平均風速 $U(z)$ も式 (3.24) より求めた。

式 (3.23) に示した j 質点での平均風力係数 C_f 、および前項で述べた風上面の平均風圧係数 C_w 、風下面の平均風圧係数 C_f は、図 3.13 に示した足場に養生シートを張った場合の風洞実験の結果⁹⁾より求めることとした。解析 1 では、倒壊災害発生時のように足場の側面から風が吹き込んだ場合に、平均風力係数が最大となる分布を用いることとして、その分布を図 3.13(a) に示す。解析 2 では、全風向の中で平均風力係数が最大となる分布を用いることとして、その分布を図 3.13(b) に示す。

図 3.13 より、1 層 1 スパン毎に各係数の分布を求め、 C_f 、 C_w 、 C_f を決定した。図 3.13(a) には C_w の分布が示されていないが、 $C_f = C_w - C_f$ の関係より求めることとした。

解析 1 では、倒壊災害発生時のように充実率が 1.0 の養生シートについてのみ解析したが、解析 2 では養生シートに加えメッシュシートやグリーンネットが張られている場合についても解析を行った。その際、メッシュシートの充実率は 0.7、グリーンネットは 0.3 とした。指針では、充実率毎に基準風力係数が決められており、上記各係数は基準風力係数に比例するものとした。なお、実物大足場による測定結果¹⁰⁾より平均風力係数 C_f は変動しており、その分布形は対数正規分布で、変動係数は 0.05 であった。



(a) 解析 1 での平均風圧係数の分布 (b) 解析 2 での平均風圧係数の分布

図 3.13 平均風圧係数の分布 **

(6) 解析手法

j 質点に作用する風荷重を P_j , $j=1, 2, \dots, k$ とし, i 点において生じる応力を S_i とすると, P_j と S_i の関係は影響係数 a_{ij} を用いて次のように表すことができる.

$$S_i = \sum_{j=1}^k a_{ij} P_j \quad \dots(3.26)$$

この時, i 点の強度を R_i とすると, 同点における安全余裕 M_i は次のようになる.

$$M_i = R_i - S_i \quad \dots(3.27)$$

式 (3.26) を式 (3.27) に代入し, 各破壊点についてレベル 1 の破壊確率 $P_1[M_i \leq 0]$ および信頼性指標 β_1 を, 1 次信頼性解析法 (FORM)⁽¹⁾ により求めた. FORM では, 限界状態面 ($M_i=0$) の点で原点との距離が最小となる点 (Design Point) を探求し, その距離を信頼性指標 β_1 として求めた.

次に, 任意の点 m が破壊したと仮定して式 (3.26) および式 (3.27) を再計算し, 各破壊点についてレベル 2 の破壊確率 P_2 および信頼性指標 β_2 を求めた. その際, 破壊点 (壁つなぎ) は簡易なクランプによる結合であるためピンなどの破断によって脆性破壊するものとして, 図 3.14 のように破壊点を結合部から切り離したモデルについて計算し直した.

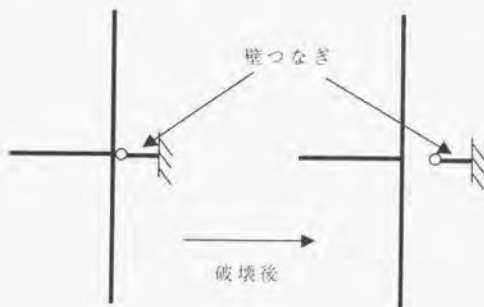


図 3.14 壁つなぎの切り離し

この計算を繰り返して行くと、最終的に図 3.3 の右端または下端まで破壊が広がって行くが、それ以降はその隣りの領域に次々と破壊が進行していくものと考えられる。このため、端部に破壊に至るまでの過程を、本解析モデルの破壊モードとして求めた。しかし、このような破壊モードは無数に存在するため、全てのモードを求めることは非常に困難である。そこで、卓越したモードのみ求めることとしたが、本章では基本的な方法として β -Unzipping 法¹³⁾を用いた。この方法により、各レベルごとに信頼性指標の最小値 β_{min} から $\Delta\beta$ 増分した範囲、 $[\beta_{min}, \beta_{min} + \Delta\beta]$ にある破壊点を選択し、この点についてのみ破壊モードを求めた。

(7) 並・直列システム

(6)の計算より、いくつかの卓越した破壊モードが求められるが、各破壊モードを並列システムでモデル化し、それらを直列システムで結びつけると、この構造モデルは並・直列システムとして図 3.15 のようにブロック図で表すことができる。

レベル n の並列システムの場合、レベル i の破壊事象を F_i とすると、各モードの破壊確率 P_i は次式によって計算される。

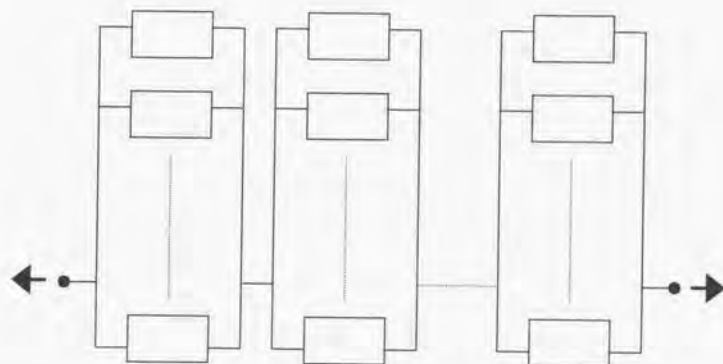


図 3.15 並・直列システム

$$P_i = P[F_1 \cap F_2 \cap \dots \cap F_n] \quad \dots(3.28)$$

次に、 n 個の破壊モードからなる直列システムの場合、モード i の破壊事象を F_i とすると、システム破壊確率 P_i は次式によって計算される。

$$P_i = P[F_1 \cup F_2 \cup \dots \cup F_n] \quad \dots(3.29)$$

これらの破壊確率を厳密に決定することは非常に困難である。そこで、まず 2 次元で考えると、それぞれの破壊確率 $P[F_1 \cap F_2]$ と $P[F_1 \cup F_2]$ は次の式により計算することができる。

$$P[F_1 \cap F_2] = \Phi(-\beta_1, -\beta_2; \rho) = \Phi(-\beta_1) \Phi(-\beta_2) + \int_0^\rho \frac{1}{2\pi\sqrt{1-z^2}} \exp\left(-\frac{1}{2(1-z^2)}(\beta_1^2 + \beta_2^2 - 2z\beta_1\beta_2)\right) dz \quad \dots(3.30)$$

$$P[F_1 \cup F_2] = 1 - \Phi(\beta_1, \beta_2; \rho) \quad \dots(3.31)$$

ここで、 β_i : 破壊事象 F_i での信頼性指標 ($i=1,2$)

ρ : F_1 の安全余裕 M_1 と F_2 の安全余裕 M_2 の相関係数

相関係数 ρ は、安全余裕 M_i ($i=1,2$) が非線形関数であるため直接求めることは困難である。そこで、 $M_i = g_i(f, U, C)$ を標準正規確率変数 (X_1, X_2, X_3) で標準正規化し、FORM で求めた Design Point (x_1, x_2, x_3) のまわりで M_i をテーラー展開して、式 (3.32) のように線形化する。

$$\begin{aligned} M_i &= g_i(f, U, C) = h_i(X_1, X_2, X_3) \\ &= h_i(x_1, x_2, x_3) + \frac{\partial h_i}{\partial X_1}(X_1 - x_1) + \frac{\partial h_i}{\partial X_2}(X_2 - x_2) + \frac{\partial h_i}{\partial X_3}(X_3 - x_3) \\ &= h_i(x_1, x_2, x_3) - \frac{\partial h_i}{\partial X_1} x_1 - \frac{\partial h_i}{\partial X_2} x_2 - \frac{\partial h_i}{\partial X_3} x_3 + \frac{\partial h_i}{\partial X_1} X_1 + \frac{\partial h_i}{\partial X_2} X_2 + \frac{\partial h_i}{\partial X_3} X_3 \end{aligned} \quad \dots(3.32)$$

式(3.32)より、相関係数 ρ は標準正規確率変数 (X_1, X_2, X_3) の係数を用い、次式によって求めることができる。

$$\rho = \sum_{j=1}^3 \frac{\partial h_1}{\partial X_j} \frac{\partial h_2}{\partial X_j} \quad \dots(3.33)$$

以上より、2次元の破壊確率 $P[F_1 \cap F_2]$ と $P[F_1 \cup F_2]$ を求めることができる。 $P[F_1 \cup F_2]$ を用いることにより、各モードの破壊確率 P_i (並列システム)は、各要素の破壊事象間の相関を考慮した Bennet と Ang の限界値¹³⁾によって求めることができる。この限界値により、 P_i は次式の範囲で与えられる。

$$\begin{aligned} \max \left[\left\{ \sum_{i=1}^n P[F_i] - \sum_{j=2}^n \min \{ P[F_i \cup F_j], 0 \} \right\}, 0 \right] &\leq P_i \\ P_i &\leq P[F_1] + \sum_{j=2}^n \min \left[\left\{ i - 2 + P[F_i] - \sum_{j=1}^{i-1} P[F_i \cup F_j] \right\}, 0 \right] \end{aligned} \quad \dots(3.34)$$

同様に、 $P[F_1 \cap F_2]$ を用いることによりシステム破壊確率 P_b (直列システム)は、次式の範囲で与えられる Ditlevsen の限界値によって求めることができる。

$$\begin{aligned} P[F_1] + \sum_{i=2}^n \max \left[\left\{ P[F_i] - \sum_{j=0}^{i-1} P[F_i \cap F_j] \right\}, 0 \right] &\leq P_b \\ P_b &\leq \sum_{i=1}^n P[F_i] - \sum_{i=2}^n \max \{ P[F_i \cap F_i] \} \end{aligned} \quad \dots(3.35)$$

以上の方法により、図 3.3~3.12 に示した 10 層 9 スパンの鋼製枠組み足場の、風による倒壊に対するシステム信頼性を評価した。

(8) 許容破壊確率

足場の風による倒壊に対しては、統計的データが少ないため許容破壊確率を決定することは困難である。そこで、本解析では、足場の倒壊を対象とはしていないが、災害に伴う死亡者数と発生頻度より算定した Construction Industry Research and Information Association (CIRIA) の提案式を参考にすることとした。CIRIA では、構造物の許容破壊確率として、災害の発生頻度を基に社会的な基準を満足するものとして次式を提案¹⁴⁾している。

$$P_{fa} = \frac{10^{-4}}{n_r} K_s T \quad \dots(3.36)$$

ここで、 P_{fa} ：耐用期間中の構造物の許容破壊確率

T ：構造物の耐用期間（年）

K_s ：社会的基準係数

n_r ：被災するかもしれない人間の数

耐用期間 T は、足場の場合、同一場所での供用期間は 1 年以内であることから $T=1$ 年とする。社会的基準係数 K_s は、足場については示されていないが、次に述べる Allen の提案式では仮設構造物と海洋構造物は同じ値とされているため、海洋構造物と同じ $K_s=5.0$ とする。被災者数 n_r は、構造物が破壊した場合どの程度の人が死亡するかを示すが、足場の倒壊では第 2 章の事例 1 などのように死亡者が出て 1 人の場合が多いため $n_r=1$ とする。以上より P_{fa} を計算すると 5.0×10^{-4} となる。

一方、Allen は構造部材の許容破壊確率として次式を提案している。

$$P_{fa} = \frac{TA10^{-5}}{W\sqrt{n}} \quad \dots(3.37)$$

ここで、 P_{fa} ：耐用期間中の構造部材の許容破壊確率

T ：構造物の耐用期間（年）

A ：社会の活動状態あるいは構造物の種類により定まる係数

W : 破壊の前兆係数

n : 被災しうる最大の人間の数

耐用期間 T は、CIRIA の式と同様に $T=1$ 年とする。社会の活動状態あるいは構造物の種類により定まる係数 A は、仮設構造物と海洋構造物は同じ値とされており、 $A=10.0$ とする。破壊の前兆係数 W は、足場は連鎖的に突然の破壊をすることから $W=1.0$ 、被災しうる最大の人間の数 n は、CIRIA の式と同様に $n=1$ とする。以上より P_{10} を計算すると 1.0×10^{-4} となる。この値は、CIRIA の提案式より求めた許容破壊確率とほぼ同じレベルであり、CIRIA の提案式より求めた 5.0×10^{-4} を許容破壊確率の参考値として考察する。

3.3 足場の連鎖的倒壊に対する信頼性解析の結果と考察

(1) 解析 1: 倒壊災害の再現

図 3.3 のモデルに対し、倒壊災害を再現する解析を行った。その結果を表 3.1 に示す。表 3.1 より、破壊モードを見ると、壁つなぎが図 3.3 の 1, 2, 3, 4 の順に破壊するモード、すなわち左上段の壁つなぎから右側に破壊が進行していくモードが最も卓越しており、目撃者の証言と一致していた。よって、実際の倒壊状況と同じ破壊モードを再現できることが確認できた。

表 3.1 に示すシステム破壊確率についてみると、 7.87×10^{-4} と同表に示す許容破壊確率 5.0×10^{-4} とはほぼ同等なレベルであった。設計で用いられる再現期間 12 ヶ月の風速に対し倒壊災害時に発生した風向で考えると、この足場の安全性は CIRIA の提案した許容値程度であったと考えられる。

表 3.1 倒壊災害を再現する解析結果

破壊モード	モード破壊確率 P_f	システム破壊確率 P_s
1-2-3-4	3.60×10^{-4}	
5-6-7-8	3.05×10^{-4}	
9-10-11-12	1.09×10^{-4}	
13-14-15-16	2.53×10^{-5}	7.87×10^{-4}
CIRIA の提案した許容破壊確率		5.0×10^{-4}

(2)解析 2: 壁つなぎの配列とシステム破壊確率

本項では、実際の施工時に参照できるように、考え得るあらゆる壁つなぎの配列に対し、風速を 14~20m/s まで 2m/s 毎に変化させてシステム破壊確率を求めた。

解析の結果として、図 3.16~3.18 に風速とシステム破壊確率の関係を両対数軸上に示す。図 3.16~3.18 には壁つなぎに作用する応力等が現行の設計方法を満たす場合についてのみ示してあるが、システム破壊確率が 10^{-2} 以上と非常に高い場合もあった。現行の設計方法による部材毎の応力照査で安全性が確認された場合でも、構造システム全体の安全性について検討すると非常に危険な場合もあることがわかった。このような場合、壁つなぎの配列を変えるか本数を増やすことによりシステム破壊確率を低下させることが必要である。

まず、壁つなぎの配列について注目すると、壁つなぎの本数が同じでもその配列によってシステム破壊確率は異なっている。以下に、壁つなぎの配列とシステム破壊確率の大小の関係を示す。

・壁つなぎ 40 本の場合のシステム破壊確率の大小

2 層 1 スパン毎 < 2 層 1 スパン毎段違い < 1 層 2 スパン毎

・壁つなぎ 30 本の場合のシステム破壊確率の大小

3 層 1 スパン毎 < 1 層 3 スパン毎

・壁つなぎ 15 本の場合のシステム破壊確率の大小

3 層 2 スパン毎 < 2 層 3 スパン毎

以上より考えると、壁つなぎの間隔が垂直方向に大きくなる（逆に言えば水平方向に小さくなる）ように配列するとシステム破壊確率が小さくなることがわかった。また、壁つなぎを段違いに入れてもあまり効果的ではないことがわかった。しかしながら、このように壁つなぎの配列を工夫してもシステム破壊確率は 2~3 倍程度しか低下しない。一方、壁つなぎの本数に注目すると、上記壁つなぎの配列分けに 80 本、20 本の場合を加えると、80 本、40 本、30 または 20 本、15 本の 4 つにグループ分けすることができる。図 3.16~3.18 より、隣り合うグループ間のシステム破壊確率は $10^1 \sim 10^2$ オーダーで異なる場合もあり、壁つなぎの本数を増やすこ

とにより構造システム全体の安全性が大きく増加することがわかった。

図 3.16~3.18 に示した CIRIA の提案した許容破壊確率を参考に解析結果と比較すると、グリーンネットの場合、基準風速が最大の 20m/s でも 2 層 2 スパン毎に壁つなぎを取り付けるとシステム破壊確率は許容破壊確率を下回っている。メッシュシートと養生シートは 2 層 1 スパン以内毎に壁つなぎを取り付けると、基準風速が 20m/s でもほぼ許容破壊確率以下に収まり CIRIA の提案式を満足する。しかし、足場の組立て教育用テキスト²⁾では、養生シートの場合、壁つなぎを 2 層 2 スパン毎に取り付けることを推奨しており、2 層 2 スパン毎に壁つなぎを取り付けると、養生シートやメッシュシート (14m/s を除く) では許容破壊確率を上回ってしまう。

本解析では、壁つなぎの強度を認定基準の 9810N として解析を行ったが、その数倍の強度の壁つなぎも普及しているため、どの程度の強度の壁つなぎを使用すれば 2 層 2 スパン毎の取付でも CIRIA の提案した許容破壊確率以下になるかについて再度解析を行った。図 3.19 は基準風速が 20m/s の場合についての解析結果を示すが、壁つなぎの平均強度がメッシュシート ($\phi=0.7$) の場合 17500N、養生シート ($\phi=1.0$) の場合 21000N 以上であれば、システム破壊確率は許容破壊確率以下になる。これは、それぞれ認定基準 9810N の約 1.8 倍と 2.1 倍に相当する。よって、CIRIA の提案した許容破壊確率を参考とすれば、足場をメッシュシートや養生シートで覆う場合に、2 層 2 スパン毎の取付でも連鎖的な倒壊に対し社会的に許容される安全水準を満足するためには、壁つなぎの平均強度が規格品の認定基準の 2 倍程度のものを使用する必要がある。

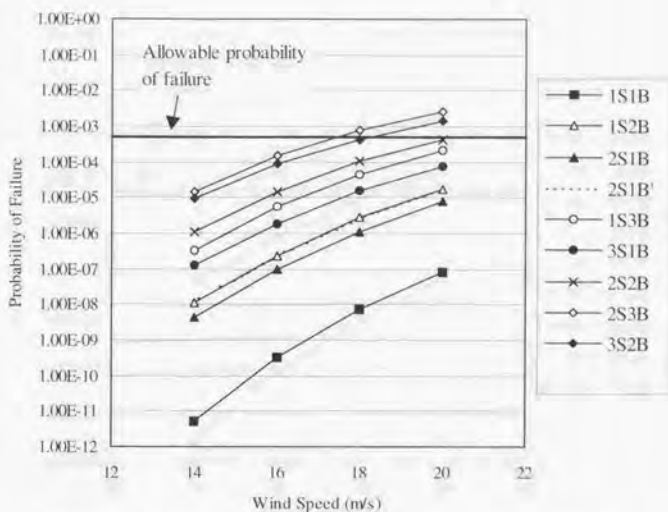


図 3.16 風速と破壊確率の関係 (グリーンネット $\phi=0.3$)

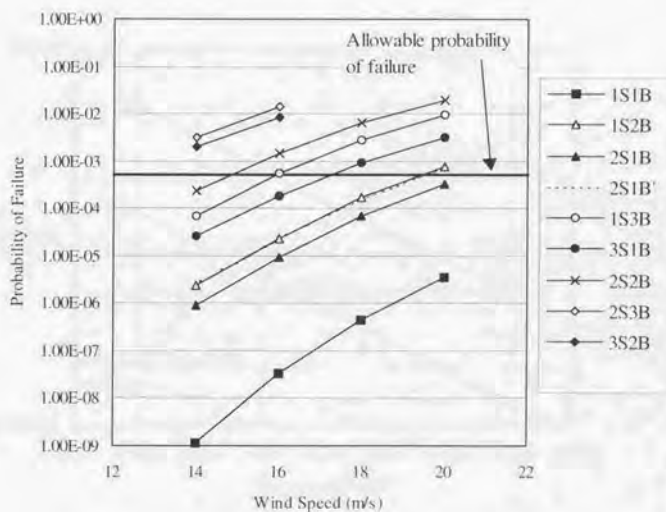


図 3.17 風速と破壊確率の関係 (メッシュシート $\phi=0.7$)

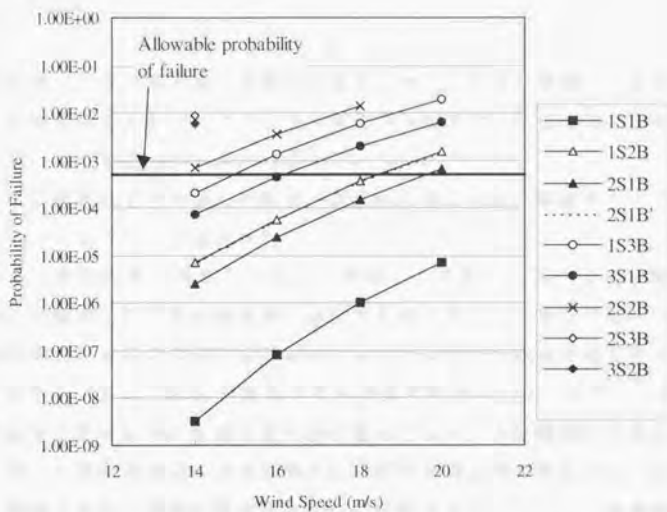


図 3.18 風速と破壊確率の関係 (養生シート $\phi=1.0$)

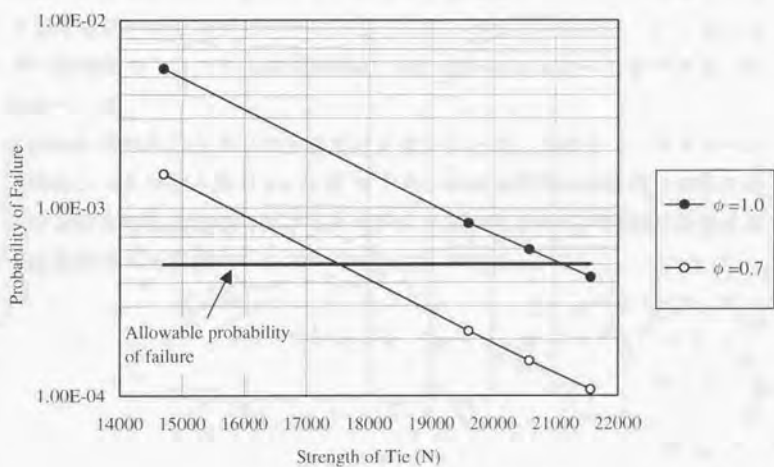


図 3.19 壁つなぎの強度と破壊確率

3.4 まとめ

変動風圧を受ける足場の連鎖的な倒壊に対し、実際に倒壊した足場を対象に信頼性解析を行い、構造システム全体の安全性を評価した。その結果以下のことがわかった。

- ①足場の倒壊災害を再現した結果、目撃者の証言と同じ破壊モードが最も卓越していることが確認できた。
- ②足場の倒壊災害を再現した結果、倒壊した足場のシステム破壊確率は CIRIA の提案した許容破壊確率とほぼ同程度であった。設計で用いられる再現期間 12 ヶ月の風速に対し倒壊災害時に発生した風向で考えると、この足場の安全性は CIRIA の提案した許容値程度であったと考えられる。
- ③風速毎に壁つなぎの配列と充実率を変えてシステム破壊確率を求めた結果、現行の設計方法による部材毎の応力照査で安全性が確認された場合でも、構造システム全体の安全性について検討すると、システム破壊確率が 10^{-2} 以上と非常に高くなる場合もあった。
- ④壁つなぎの配列を工夫しても、システム破壊確率は 2~3 倍程度しか低下させることができない。一方、壁つなぎの本数を増やすことの方がはるかに効果的で、システム破壊確率が $10^1 \sim 10^2$ のオーダーで低下することがわかった。
- ⑤CIRIA の提案した許容破壊確率を参考とすれば、足場をメッシュシートや養生シートで覆う場合に、2 層 2 スパン毎の取付でも連鎖的な倒壊に対し社会的な安全水準を満足するためには、壁つなぎの平均強度が規格品の認定基準の 2 倍程度のものを使用する必要がある。

参考文献

- 1) 風荷重に対する足場の安全技術指針, 仮設工業会, 1999.2.
- 2) 労働省労働基準局安全衛生部安全課監修; 足場の組立て等作業の安全能力向上教育用テキスト シート 8 枠組足場, 建設業労働災害防止協会, 1990.
- 3) 仮設機材構造基準とその解説, 仮設工業会, 1998.
- 4) 日本鋼構造協会編; 構造物の耐風工学, 東京電機大学, 1997.
- 5) 建築物荷重指針・同解説, 日本建築学会, 1993.
- 6) 丸田榮蔵; 風と仮設建築, 建築技術, pp.131-133, 1994.7.
- 7) 茅野紀子; 仮設足場設計用の基準風速に関する検討, 建築学会大会梗概集, 1998.9.
- 8) 中村 修, 田村幸雄, 神田 順, 大竹和夫, 鈴木雅靖, 丸山 敬; 建築物設計用の基本風速分布図, 日本建築学会技術報告集, No.1, pp.120-125, 1995.12.
- 9) 吉田正邦, 眞田早敏, 本郷 剛, 中村 修; 建設足場に設置された養生シート及び防音パネルに作用する風荷重に関する実験的研究, 鹿島建設技術研究所年報, 第 28 号, pp.129-136, 1980.
- 10) 木下鈞一, 河尻義正; 実大実験による風荷重の検討, 産業安全研究所特別研究報告, RIIS-SRR-81-1, pp.19-31, 1981.12.
- 11) Kareem, A.; Reliability Analysis of Wind-Sensitive Structures, Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, Vol.33, pp.495-514, 1990.
- 12) Thoft-Christensen, P., Murotsu, Y.; Application of Structural Systems Reliability Theory, Springer-Verlag, 1986.
- 13) 白石成人他; 構造物のライフタイムリスクの評価, 土木学会, 1988.
- 14) 星谷 勝, 石井 清; 構造物の信頼性設計法, 鹿島出版会, 1987.

第4章 天候が塔状構造物施工時の作業性に及ぼす影響

4.1 はじめに

第2章、第3章では建設工事中の風による災害分析から、風に対する足場の安全性について検討した。このように、安全対策を強化していくことは労働災害を低減させる上で重要なことであるが、建設工事は屋外作業が多いため、風が施工時の安全に影響を及ぼすということは当然のこととして、さらに一歩進んで風が作業効率や作業環境に及ぼす影響についても検討することは重要なことと思われる。

明石海峡大橋主塔や MM21 横浜ランドマークタワーなど超高層化した塔状構造物の建設時においては、通常の構造物の施工にも増して天候(風、雨、気温、波浪、霧など)が作業効率や作業環境に大きな影響を及ぼしており、特に、高所になるほど風の影響が大きくなっている。それに対し当然のことながら、天候に左右されない迅速かつ安全な施工が求められる。しかし、長大橋梁に関していえばクレーン等の大型化はあるものの、関門橋以来、我が国の長大橋梁の架設技術には大きな変化はないという指摘もある。このため、天候に対する施工時の対応や評価指針、あるいはさかのぼって設計そのものに、再度見直す点があるのではないかと考えられる。

そこで、橋梁主塔・超高層ビルなど塔状構造物施工時に、天候状況が作業効率や作業環境にどのような影響を及ぼしているかについて現況把握をすることとした。具体的には、現場関係者からのヒアリングや工事資料、作業員に対するアンケートを通じ事例的な調査を行った。こうした現況分析から問題点を浮かび上がらせ、その結果をもとに、天候不良時に現場で必要とされている合理的な対応方法や、超々高層化に向けてどのような技術開発が必要とされているかについて検討した。

4.2 調査方法

(1) 調査対象

調査対象は表 4.1 に示す長大橋、超高層ビル 14 現場とした。これらは日本を代表する現場であり、悪天候を克服するための最先端の建設技術が導入されている現場である。また、表 4.1 の現場の中には関門橋と霞が関ビルディングも含めてあり、過去の代表的な例として比較対照することとした。

表 4.1 調査対象

a) 土木系 (橋梁主塔を中心に)		高さ(m)
① 施工計画時	来島大橋	178
	多々羅大橋	220
	名港東大橋	125
② 施工中	○ 明石海峡大橋	283
	○ 鶴見航路橋	180
	○ 白鳥大橋	131
	○ 名港中央大橋	190
③ 施工終了	関門橋	134
	東神戸大橋	147
	レインボーブリッジ	123
b) 建築系 (超高層ビル)		高さ(m)
② 施工中	○ 大阪ワールドトレードセンタービルディング (大阪 WTC)	252
	聖路加国際病院 再開発計画第三街区	200
	③ 施工終了	MM21 横浜ランドマークタワー (ランドマークタワー)
	霞が関ビルディング	156

○ アンケート調査実施現場

(2) 現場調査

調査対象とした現場は表 4.1 に示すように、①施工計画時、②施工中、③施工終了という施工段階別に分けられる。①②③に該当する現場ごとに発注側あるいは施工側からのヒアリング調査を行い、②の現場では可能なかぎり作業員からもヒアリング調査を行った。次に、①の現場については施工計画段階の検討文書、②の現場と③で関門橋と霞が関ビルディングを除いた現場については施工計画書、工事週報、安全管理日誌、気象観測データなどの工事資料、関門橋と霞が関ビルディングについては工事誌¹⁾や文献²⁾による調査を行った。表 4.1 に○で示した現場については、作業員（鷹工、鍛冶工、溶接工、塗装工、クレーンオペレーターなど）へのアンケート調査を行った。

(3) ヒアリング、資料・文献調査

ヒアリングによる調査内容は以下の通りである。

- I) 天候に対する施工計画時の予測と施工実績について
- II) 天候が作業に与える影響とその対策について
- III) 制振装置の作業性に対する効果について
- IV) 作業員側からの視点について
- V) 天候に左右されない施工のための技術開発について
- VI) 超々高層化に向けた課題について

各現場の資料・文献による調査も行い、施工計画時における天候に対する作業中止日の見積もり方の調査、天候不良により実際に中止になった作業の拾いだしとその内容の分類、稼働率の割り出しを行った。

(4) アンケート調査

作業員に対するアンケートの内容は、風、雨、気温など天候不良により、作業環境がどの程度影響を受けているかについて調べるためのものである。天候不良により「作業できない、しづらい」と感じた時の頻度と、その時に行っていた作業が中止になった頻度を主に調べた。

アンケートは質問用紙を作業員に配り、後日回収するという方法で行っ

た、現場管理者の協力によりほぼ 100%の回収率で、回答数は橋梁主塔では 176 部、超高層ビルでは 28 部、合計 204 部であった。

(5) 調査結果の分析

調査結果の分析は以下の 4 点に視点を定めて行った。

- I) 天候により影響を受ける作業について
- II) 天候に対する現場管理者の施工計画時、施工中の対応について
- III) 天候不良時の作業員の作業環境について
- IV) 超々高層構造物の施工時に、天候の影響を軽減するために必要とされる技術開発について

II) は現場管理者の立場で、III) は作業員の立場で考察し、I、II、III) で調査、分析した結果より IV) について検討した。これらの視点に加え、土木・建築という分野別の視点と、過去の実績である関門橋、霞が関ビルディングとの対比を絡ませて調査、分析を行った。

4.3 天候に対する現場管理者の対応

(1) 天候に対する施工計画と実績

各構造物の施工計画時に、天候に対する見積もりをどのようにして行い、施工実績⁴⁾はどうであったのかを、次の6項目に分けて調査しそれをもとに考察する。

- I) 気象データソース
- II) 不稼働日と仮定する天候基準
- III) 休日の設定基準
- IV) 稼働率算出精度
- V) 稼働率算定理由
- VI) 計画時稼働率と実績稼働率との比較

a) 計画時稼働率の算定方法

施工計画時には積算・工程計画のために稼働率予測算定を行う。表 4.2 は計画時稼働率の算定方法を橋梁と超高層ビルとで比較したものである。

表 4.2 施工計画時の天候に対する見積もり

稼働率算定要因	橋梁	超高層ビル
気象データソース	最寄り気象観測所	理科年表
強風に関する基準	10分間平均風速10m/s	
降雨に関する基準	現場によりばらばら	日降雨量10mm以上
気温、湿度に関する基準	特になし	
休日	4週4~6休	
気候の季節変動風速の高度補正	現場により考慮しない	考慮する
数値の端数処理	10%単位に丸める現場が多い	そのままの数値を使うなど緻密
稼働率算定理由	積算重視	工程重視

稼働率算定時の気象データは、橋梁の場合は施工現場を管轄に含んでいる地方気象台の過去何年間分のデータを用いていることが多い。これは、関門橋施工時に行われた手法である。超高層ビルの場合は地方気象台と独自の観測データを用いたランドマークタワーを除き、理科年表のデータを用いている。これは、霞が関ビルディング施工時に行われた手法である。

不稼働日と仮定する天候基準のうち強風に関する基準は橋梁・超高層ビルに限らず、10分間平均風速10m/sが1つの基準になっており、関門橋、霞が関ビルディング施工時もこの基準であった。降雨に関する基準は橋梁の場合、日降雨量を基準とする場合と時間当たりの降雨量を基準とする場合が混在しているが、超高層ビルの場合はどの現場も日降雨量10mmで一致している。気温、湿度に関しては、どの現場も不稼働日とする基準を特に設定していない。

休日の設定基準は橋梁・超高層ビルに限らず4週4-6休で、夏季及び正月休暇がそれに付け加わるという設定である。稼働率算定段階ですでに週休2日は考慮されていない。また、強風による不稼働日と降雨による不稼働日、および休日と不稼働日が重なり合って算定される場合がある。ここではその重なり具合を表す数値を重複率と呼ぶことにするが、稼働率算定に当たってはそれを考慮している。重複率の仮定方法は橋梁・超高層ビルに限らず、各現場で独自の仮定を採用しており、他の項目に比べ現場間でかなりばらつきが大きい。重複率のウェイトがそれほど大きくないためと考えられる。

稼働率を算出する時の精度は、気候の季節変動、風速の高度補正、数値の端数処理について、いずれも超高層ビル施工時の方が細かい精度まで行っている。稼働率を算定する理由は、橋梁の場合は工程計画をしっかりと立てるためではなく、工事費用を正確に積算すること比重を置いているのに対し、超高層ビルの場合は工程計画を重視している。

以上のことを総合すると、気象データソースや強風に関する基準など、橋梁は関門橋施工時の、超高層ビルは霞が関ビルディング施工時の手法を踏襲している。しかし、稼働率の算出精度については、超高層ビルでは霞が関ビルディング施工時の手法を用い精度良く行っているのに対し、橋梁

では超高層ビルほど精度良く行っていない場合もあり、関門橋施工時の手法をやや簡略化している現場もある。

b) 計画時稼働率と実績稼働率

図 4.1 は橋梁主塔では塔の架設、超高層ビルでは鉄骨建方について、計画時稼働率と実績稼働率を比較したものである。天候不良による中止日とは、計画時においては天候不良により作業ができないと予測した日を、実績においては実質的に作業がほとんど中止になった日を表している。図 4.1 のレインボーブリッジでは、計画時の休日と天候不良による中止日が示されていないが、過去の施工実績を重視して稼働率のみ算定しているためである。

図 4.1 より、全ての現場で実績稼働率が計画時稼働率を上回っている。



図 4.1 計画時と実績稼働率

特に橋梁の場合は、明石海峡大橋以外の全ての現場で計画時稼働率より10%程度高くなっている。各現場での延べ日数に対する休日の比率を休日率と定義すると、過去の実績である霞が関ビルディングを除いて、橋梁主塔より超高層ビル施工時の方が全体的に休日率が高くなっている。

天候不良による作業中止日を休日に換算する場合もあるが、休日と前もって決められた日のみを休日と考えて考察する。1年間に盆、正月休暇を7日ずつ取ったと仮定して、4週6休でいくと休日率は23.6%、4週4休でいくと17.0%であるから、橋梁の場合は4週4休を達成していない現場が3現場存在することになる。仮に天候不良による作業中止日を休日に換算したとしても、4週6休を達成していない現場もある。4週8休が一般化しつつある現在にあって、4週4~6休という計画時の見積りにも達していない現場があることになり、前述した稼働率の算出精度がこの原因の一つと考えられる。

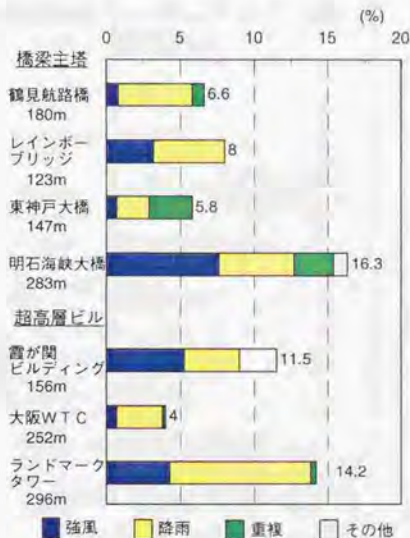


図 4.2 天候不良による中止日の内訳

c) 風雨による作業への影響

図 4.2 は図 4.1 の天候不良による中止日を風雨ごとに内訳したものである。今から 20 年以上も前の霞が関ビルディング建方では、作業中止日の割合が 11.5%とやや高いが、これは当時の安全、天候対策が現在と比較にならないほど簡易なものであったためと考えられる。それを除いて、高さが 300m 近くにもなる明石海峡大橋とランドマークタワーでは、天候不良による影響が他の現場に比べ極端に大きく、15%前後もの作業が中止になっていた。これを風雨の内訳でみると、明石海峡大橋では風の影響が大きく、ランドマークタワーでは雨の影響が大きかった。

橋梁主塔と超高層ビルでは施工方法が違うため、それぞれ別の原因で天候の影響を受けていたと考えられる。これを作業日誌から調べたものが図 4.3 である。図 4.3 において、実質的な影響の度合を稼働日に対する作業

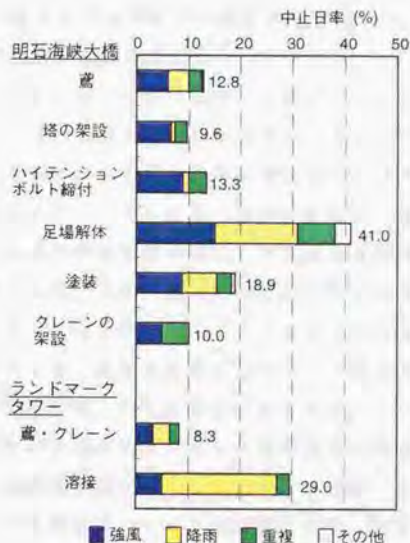


図 4.3 作業内容ごとの中止日率
(明石海峡大橋とランドマークタワー)

中止日数の比で表し、中止日率と定義した。複数の気象要素による作業中止日は重複日として数え上げた。

この結果、明石海峡大橋の場合は足場の解体が最も大きな影響を受けており、風と雨の影響はほぼ同じであるが天候全体での中止日率は41%もあった。しかし、作業内容全体で考えると雨より風の影響の方が顕著である。ランドマークタワーの場合は溶接が雨により大きな影響を受けており、天候全体での中止日率が29%であるのに対し、雨だけで中止日率は22%もあった。これらの原因、対策については以下に考察する。

明石海峡大橋の場合は、そのクラスの主塔高さでは大ブロックによる一括架設ができないため単材架設が行われた。その際、塔ブロック間をボルトで接合するための足場の設置は不可欠なものである。その足場の解体はゴンドラ作業により行うが、解体を行っていた時期は異常気象により風雨の強い日が続いたため、このゴンドラ作業が風雨により大きな影響を受けた。その結果、図4.3のようにその中止日率が非常に大きくなり、図4.2で作業中止日の割合が15%程度にもなった。

足場の解体のためのゴンドラ作業は、元来風により特に影響を受けやすいものである。今後の橋梁主塔の超々高層化を考えると、より多くの足場が必要となり、それに伴い足場の解体に対するゴンドラでの作業量も増大していくと考えられる。これに対し、高所になるほど風の影響は大きくなっていくため、足場の解体作業が風によりこれまで以上に大きな影響を受けていくと予想される。この問題の対策としてゴンドラ作業を減らすためにも、解体の容易な足場を開発していくことが一つの方法と思われるが、本質的な解決策として、足場を必要としない、すなわち塔外作業を行わない工法を開発する方向に、むしろ進むべきである。

例えば、塔内ボルトによる塔ブロック間の接合が設計において許されることになれば、足場を必要としない施工が行えるが、このためには従来の設計・施工方法を見直していくことが必要である。つまり、施工の合理化は設計の問題でもあることを理解すべきである。我が国の長大橋梁は架設期間が長いと指摘されており、施工の合理化は設計の問題とからめて考えるべき急務のことである⁹⁾。

ランドマークタワーでは、鉄骨の板厚が大きく部材点数も多いため、大きな補強を必要とするボルト接合ではなく、一般的な超高層ビルにも見られるように、経済的に有利な溶接接合が行われた。その溶接作業は雨により特に影響を受けやすく、図 4.3 のようにその影響は非常に大きかった。しかし、鉄骨の大型ブロック化、ユニット化によるつり荷の重量化、揚重回数の低減、後述するつり荷姿勢制御システム⁴⁾など、ランドマークタワーでは風に対する対策をこれまでの高さの構造物以上に行い、施工の迅速化を図っていた。風により影響を受けやすい高・クレーン作業の影響を、むしろ図 4.3 のように抑えることができたと考えるべきである。このような対策をしなければ、図 4.2 で示した作業中止日の割合は 15% をかなり超える値になったであろう。

今後の超々高層ビルの施工を考えると、雨はどの高さにおいても同じような影響を及ぼすと考えられるため、今後とも溶接作業に対する雨対策は重要な課題である。それにも増して、風の影響はより大きくなっていくため、ランドマークタワー以上に風対策を行う必要があると考えられる。これらの影響を排除するためには、現在中高層ビルの建設で行われ始めたように全天候型化⁷⁾するなどの方法も考えられるが、経済性、安全性など超高層ビル建設に適應できるかどうかの問題となる。

(2) 天候不良時の現場での対応

天候不良時の判断系統を各現場ごとに次の 4 項目に分けて調査しそれをもとに考察する。

- I) 気象観測方法
- II) 天候不良時の連絡系統
- III) 気象観測データに対する比重のかけ方
- IV) 天候不良時の判断過程とその方法、最終決定者

図 4.4 は天候不良による作業中止の判断から連絡までの過程を、模式図化したものである。図 4.4 のように、現場では天候状況を常に把握するために気象観測を行っている。橋梁・超高層ビルに限らず風向風速は測定しているが、降雨に関して測定している現場はほとんどない。風向風速の測

定はクレーンに風向風速計を設置して行っており、そのデータはクレーンのオペレーター室でモニターできるようになっている現場もあれば、オンラインで直接現場事務所でモニターできるようになっている現場もある。

天候が悪化した場合はその観測データをもとに、作業場と現場事務所との間で無線によって連絡を取り合い、作業を中止するかどうか協議する。その際、外部から取り寄せた気象予報にも大きな比重を置いている。協議結果は、工事主任から職長、作業員の順に口頭や無線で伝えられる。なお、開門橋と霞が開ビルディングの施工時には無線がなく、電話あるいは有線で連絡を取り合っていた。

作業中止の協議は橋梁・超高層ビルとも現場事務所で行われる。協議者は、橋梁現場の場合は職長、クレーンオペレーター、工事主任、工事課長に、副所長や所長が含まれ、最終決定は所長により行われる。超高層ビル現場の場合は、工事課長クラスまでで協議、最終決定が行われる。その決

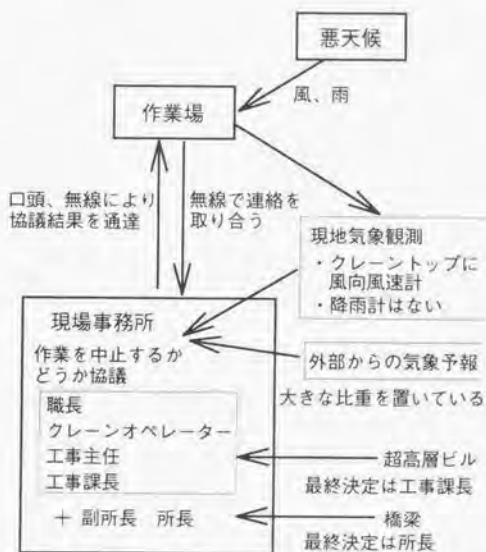


図 4.4 作業中止の判断から中止までの過程

定の際には現場の意見が大いに尊重され、クレーンオペレーターなど現場の作業員の意思に従う場合が多い。

天候不良時の対応は常に迅速かつ正確なものが要求される。しかし、天候不良時の対応の遅れが原因と思われる災害事例もある。例えば 1991 年には、大雨により河川が氾濫して濁水が工事中のトンネル内に流入し、7 人が死亡している⁸⁾。工期との関係もあるだろうが、超々高層化を考えると、天候不良に対する対応がより一層重要なものになると思われる。

4.4 天候不良時の作業員の作業環境

天候不良に対する現場での作業員の作業環境について、アンケート調査結果⁹⁾を中心に作業員の立場に立った姿勢で考察する。

(1) アンケート回答者の構成

アンケート調査は表 4.1 に示した 5 現場の作業員に対し行った。総回答数は 204 部であったが、その年齢構成¹⁰⁾、勤続年数を図 4.5 に示す。アンケート回答者の年齢構成は全産業の就業者と比較して、20、40代が多く 30代が少なくなっている。現場関係者からの指摘では 20 代の人が多く入ってくるがすぐやめてしまい、結局 40 代以上の高齢者だけが残っているとのことである。アンケートの年齢構成もそれを反映している。さらに、勤続年数については 10 年未満の作業員が 43% にもなり、熟練工が少ないことがうかがえる。

図 4.6 に職種構成を示すが、どの現場でも鷹工の行う作業が多いため他の職種より人数が多く、アンケートでも鷹工の意見がかなり反映されていると考えられる。

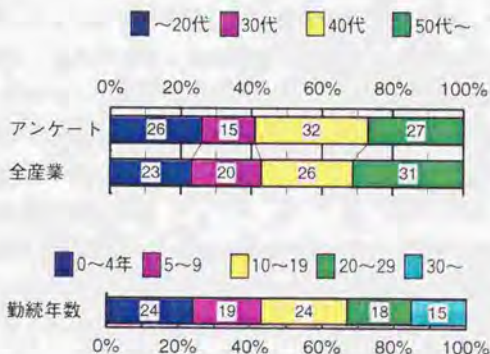


図 4.5 アンケート回答者の年齢構成、勤続年数

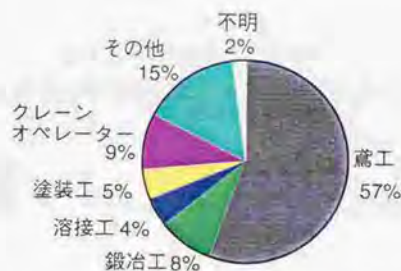


図 4.6 アンケート回答者の職種構成

(2) 強風によるクレーンのつり荷の振れや回転

強風によるクレーンのつり荷の振れや回転は、ヒアリング調査した大部分の現場関係者から指摘されたことである。図 4.7 に示すアンケート調査でも、「作業しづらい」と思ったことが「よくある」、「たまにある」と回答した作業員は合計すると 81% もいた。さらに、作業しづらい時に作業中止になったことがどれくらいあったかについて、全員に対し改めて質問したところ、「よくある」、「たまにある」と回答した作業員は合計すると 52% しかいなかった。作業員が危険と感じる中 50% の確率でクレーン作業を行っていたことになり、作業性以前に安全面で問題がある。

強風によるつり荷の振れ、回転防止は従来から長尺棒で抑えたり、2本の介錯ロープで引っ張る方法で行われていたが、超高層構造物を施工する時にはこれらの方法で制御することは困難である。ランドマークタワーの建設では PC 版の回転防止をするために、つり荷姿勢制御システム⁶⁾を開発導入し効果を上げている。

PC 版と比較して重量物を揚重する橋梁では、閘門橋の時代と変わらず主塔ブロックの制御を介錯ロープで行っているのが現状である。橋梁主塔のブロックのような重量物は強風により振れたり回転しにくい。現場関係者からの指摘では、明石海峡大橋クラスの 300m の高さにもなると、天候の変化により一度ブロックが動き出すと、介錯ロープではほとんど制御で

質問：風によってつり荷が振れるために、作業しづらと思ったこと、作業しづらと思った時に作業中止になったことがどれくらいありましたか。

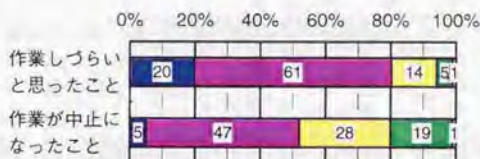
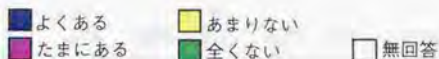


図 4.7 つり荷の振れに対するアンケート調査結果

きなかったとのことである。

超々高層化に向けて作業員の危険を軽減し作業効率を上げるためには、橋梁主塔のブロックのような重量物の揚重時にも、強風による振れや回転に対する何らかの対策を考える必要がある。

(3) タワークレーンの巻き上げ速度

明石海峡大橋のタワークレーンは、定格荷重 160tf 時の巻き上げ速度が 5m/min であり、主塔高さがおよそ 300m であることから、塔頂まで主塔ブロックを揚重するのに約 1 時間も要する。このため、揚重作業中は天候を早くかつ正確に読むことが要求される。しかし、(2) で述べたように天候の変化により主塔ブロックの制御がほとんどできず、作業に支障が出たことがあった。このような明石海峡大橋での施工例から明らかなように、数時間後の局所的な天候予測が難しい現状では、300m を超える主塔施工におけるクレーンについては、巻き上げ速度を現状より早くする必要がある。この問題は多くの現場関係者も指摘していたことである。

質問：今までに構造物の揺れによって、作業になんらかの支障が出たことがありますか。

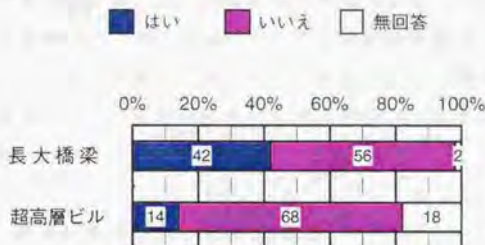


図 4.8 構造物の揺れに対するアンケート調査結果

巻き上げ速度を早くするためには、電動機やそれに付随する設備を大型化する必要がある。緊急停止時のブレーキや衝撃荷重に対する安全性についても問題が生じる。このため、設計段階より綿密に計画し、経済性を考慮した技術開発を行う必要がある。

(4) 構造物の揺れ

塔状構造物施工時には強風により構造物の揺れが発生する。構造物の揺れの問題は超高層ビルと比較して、ケーブルを張るまでは風によって非常に揺れやすい構造になっている橋梁主塔の方が顕著である。橋梁主塔の現場ではこの問題の解決手段として、同調質量ダンパー(TMD)や、最近ではアクティブ制振装置を設置しており、技術的に一定の成果を上げている。しかし、図 4.8 に示したアンケート調査結果では、長大橋梁の場合制振しているにも関わらず、構造物の揺れによって何らかの影響が出たと 42%の作業員が回答しており、制振していない超高層ビルの 14%を上回っている。制振しても揺れの影響を押さえ切れていないと考えられる。

制振装置が働き出すトリガーレベルは、10gal にしている現場と 50gal にしている現場の 2 つに分かれている。この 50gal という数値は ISO2631、

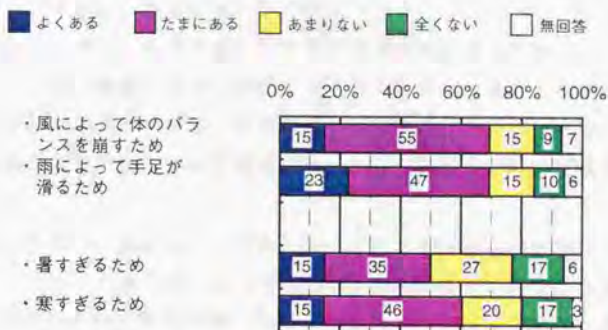
6897 の振動限度を主に参考にしたものである。しかし、この限度は必ずしも橋梁主塔での作業を対象にしたものではない。ある現場では、トリガーレベルを 50gal より低い 20gal に当初していたが、塔の揺れにより溶接作業に支障が出たため、10gal に上げて作業性を確保したとのことである。今後の構造物の高層化を考えるとこれまで以上に風により揺れやすくなる。溶接作業などに支障が出ないための制振レベルを、人間工学的な立場から策定することが必要である。

(5) 風、雨、暑さ、寒さに対する作業環境

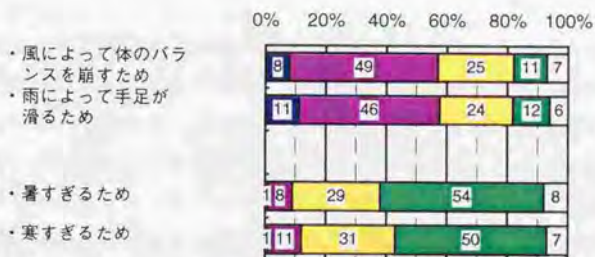
図 4.9 に示すアンケート調査結果より、風により体のバランスを崩す、雨により手足が滑ることにより「作業しづらい」と思ったことが「よくある」、「たまにある」と回答した作業員は合計するとどちらも 70% いた。さらに、この頻度が低い人も含め改めて全員に対し、風雨によりその時に行っていた作業が中止になったことがどれくらいあったかについて質問したところ、「よくある」、「たまにある」と回答した作業員は合計でどちらも 57% であった。同様に、暑すぎる、寒すぎる場合は「作業しづらい」と思ったことが「よく、たまにある」人がそれぞれ 50、61% であったのに対し、その時の作業が中止になったことが「よく、たまにある」人はそれぞれ 9、12% しかいなかった。

この結果より、風雨が作業員の作業性に大きな影響を与えており、現場でも暑さ寒さに比べれば一見それなりの対応がなされていると考えられる。しかし、逆に考えれば 4 割近くの作業員が、風雨により作業しづらい時にその作業が「あまり」、「全く」中止になっていないと感じていることになる。今回調査した現場が日本を代表するものであることを考慮すれば、風雨に対する作業員への配慮についても、まだ検討の余地があると考えられる。

暑さ寒さも風雨同様、作業員の作業性に大きな影響を与えているが、その影響に比して風雨に比べ現場における配慮が極端に少ないことがわかった。作業員にとってみれば、暑さ寒さに対しては風雨以上に実際の行動と意識との間でかなりのギャップが生じている。



(a) 作業しづらと思ったこと



(b) 作業しづらと思った時に作業中止になったこと

図 4.9 風、雨、暑さ、寒さに対するアンケート調査結果

現場では作業員の休憩所に空調設備を設置するなどの暑さ寒さ対策を講じている。しかし、実際作業を行う作業場では、塔内や桁内であれば換気設備による空気の入れ換えを行う程度で、暑さ寒さなど作業の苦痛を防止するための必ずしも十分な解決策をとっていないのが現状である。

(6) 今後の塔状構造物施工時の作業環境

アンケート調査で作業員から特に配慮が少ないと指摘された「暑さ、寒

さ」の問題は、直接には作業の安全とは結びつかないものである。風雨のようにバランスを崩す、手足が滑るなど直接作業員が危険な状態になる場合と比較して、暑さ寒さのように我慢により耐えられると考えられているものについては、これまで現場では重要視されていなかった。それとは対照的に、足場などの安全設備は死傷事故防止という見地から非常に重視されてきている。

これを現在と過去の現場について考える。写真 4.1 は過去の代表例である霞が関ビルディング施工時のものであるが、100m 以上の高さでも接合部に足場を設置しないで作業を行っていた。しかし、墜落による死亡事故は 1 件も発生しなかった。当時の鷹工は、現在に比べ高待遇であったため人気が高く、現場でも若くて優秀な人材を確保できたことが 1 つの要因であると考えられる。

一方、現在の代表例である明石海峡大橋主塔の架設では写真 4.2 のように全ての接合部に足場を設置しており、作業の安全性を第一義的な目的として作られている。すなわち、誰にでも働けるように十分安全な足場であり、それに対し過剰であると指摘する現場関係者も多くいた。このような足場の解体作業は危険を伴うものであり、4.3 節の(1)c)より、明石海峡大橋ではその解体作業の約 4 割が天候不良により中止となっており、作業効率を大きく低下させていた。

今後の塔状構造物施工時の作業環境を考えた場合、写真 4.2 のように過剰であるともいえる作業員の安全管理をさらに発展させて、(5)で述べた「暑さ、寒さ」など作業の「苦痛」を考慮に入れていくことも一つの方法である。しかし、これだけ安全設備が整備されても、(5)のアンケート調査結果では「風、雨」など作業の「安全」に対してすら、作業員はまだ十分でないと感じていた。このことから、過剰ともいえる安全設備をさらに発展させるよりも、作業員に対しては待遇面での配慮から補償していくべきである。つまり、安全面に加え環境面にまで配慮していく代わりに、リスク、苦痛を自己の責任において管理することができる人材を養成し、高待遇で地位のある優秀な作業員のみ働く現場とすべきである。

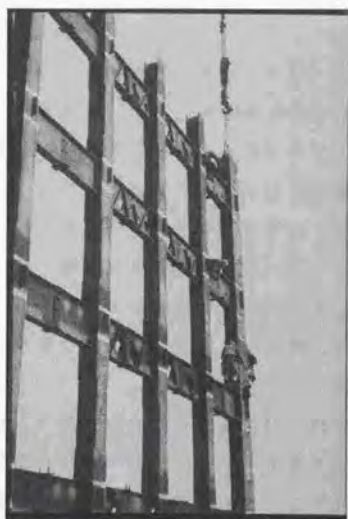


写真 4.1 霞が関ビルディングの建設（鹿島建設提供）
（接合部に足場を設置しない鉄骨建方作業）



写真 4.2 明石海峡大橋主塔の建設（本州四国連絡橋公団提供）
（全ての接合部に設置された足場）

4.5 まとめ

塔状高層構造物の施工時に、天候状況が作業効率や作業員の作業環境にどのような影響を及ぼしているのかについて調べるため、現場関係者からヒアリング調査を行い、作業員からはアンケート調査を行った。また、施工計画書、工事週報、安全管理日誌、工事誌などの資料、文献調査によってヒアリング、アンケート調査結果を補完した。

その調査結果を、天候に対する現場管理者の対応、作業員の作業環境、超々高層化に向けて必要な技術開発について分析した結果、以下のようなことがわかった。

①施工計画時の天候に対する稼働率予測定は、橋梁の場合は関門橋施工時の、超高層ビルの場合は霞が関ビルディング施工時の手法を踏襲している。しかし、橋梁の稼働率の算出は超高層ビルほど精度良く行われていない場合もあり、関門橋施工時の手法をやや簡略化している現場もあった。計画時稼働率と実績稼働率とを比較すると、橋梁の場合は計画時に見積もった休日数を達成していない現場がかなりあり、稼働率の算出精度がこの原因の1つと考えられる。

②明石海峡大橋主塔やランドマークタワーなど300m近くにもなる構造物の施工時には天候不良により約15%の作業が中止になっていた。この原因について作業内容ごとに天候に対する影響を調べた結果、明石海峡大橋主塔の場合、風により足場の解体作業が大きな影響を受けていた。ランドマークタワーの場合は、雨により溶接作業が大きな影響を受けていたが、高所になるほど風の影響が大きくなるため、今後はクレーンの揚重作業などがこれまで以上の影響を受けると考えられる。このため、300m以上の超々高層構造物を施工する場合には、これらの影響に対し何らかの対策を行う必要がある。

③天候不良に対応するため、現場では現地での気象観測に加え、外部から気象予報を入手するなどの対策を講じている。しかし、天候不良時の対応の遅れが原因と思われる死亡災害が、トンネル工事ではあるが発生しており⁸⁾、今後は天候不良に対する対応がより一層重要なものになると思われる。

る。

④作業員へのアンケート調査で最も危険を感じる作業と指摘されたのが、クレーンのつり荷の振れと回転の問題であった。超高層ビルの場合はその対策としてつり荷の姿勢制御装置を開発導入し効果を上げていた。しかし、橋梁の場合は作業員の危険を軽減し、作業効率を上げるためにも、つり荷の振れと回転防止に対する技術開発を行う必要がある。また、同様に指摘されたタワークレーンの巻き上げ速度にも技術開発が必要であると考える。

⑤超高層化した橋梁主塔の施工時には強風による構造物の揺れという問題が発生する。現場ではこの問題の解決手段として制振装置を設置し、技術的に一定の成果を上げている。しかし、アンケート調査結果では、橋梁の場合、構造物の揺れによって何らかの影響が出たと42%もの作業員が回答している。このため、作業に支障が出ないための制振レベルを、人間工学的な立場から策定することが必要である。

⑥アンケート調査で、「風、雨、暑さ、寒さ」により作業しづらいと思った時に、作業中止になったことがどれくらいあったかについて質問を行った。その結果、「よく、たまにある」と回答した作業員は合計で、「風、雨」の場合どちらも57%であった。しかし、「暑さ、寒さ」に対しては、それぞれ9、12%であり、「風、雨」に比べ現場ではほとんど配慮されていないことがわかった。

⑦今後の塔状構造物施工時の作業環境を考えた場合、「風、雨」など作業の「安全」に加え、「暑さ、寒さ」など作業の「苦痛」にまで配慮していくことも一つの方法である。しかし、現場での安全面への配慮は過剰であるという指摘もあることから、安全面への配慮をさらに発展させるよりも、作業員に対しては待遇面での配慮から補償していくべきである。つまり、安全面に加え環境面にまで配慮していく代わりに、リスク、苦痛を自己の責任において管理することができる人材を養成し、高待遇で地位のある優秀な作業員のみ働く現場とすべきである。

参考文献

- 1) 日本道路公団編；関門橋工事報告書，日本道路公団福岡管理局，pp.57-69，1977.
- 2) 霞が関ビル建設委員会監修；霞が関ビルディング，三井不動産株式会社，pp.54-64，1968.
- 3) 武藤 清監修，二階 盛編；超高層建築4施工編，鹿島出版会，pp.209-295，1972.
- 4) 庄司 学，大幡勝利，藤野陽三；天候が塔状構造物の建設時作業性に及ぼす影響，土木学会第49回年次学術講演会講演概要集第1部(A)，pp.320-321，1994.
- 5) 藤野陽三，長井正嗣；吊形式橋梁の現状と将来，鋼構造論文集，Vol.1，No.3，JSSC，pp.17-35，1994.
- 6) 坂本 成，田中淳夫，西村正宏；建築資材の揚重における姿勢制御に関する基礎的研究，日本建築学会構造系論文集，No.464，pp.33-41，1994.
- 7) 羽切道雄，斎田和男，新美植久；全天候型ビル自動施工システム仮設架構の開発と適用，日本建築学会大会学術講演梗概集 A，pp.1141-1144，1994.
- 8) 建設業安全衛生年鑑平成4年版，建設業労働災害防止協会，pp.112-121，1992.
- 9) 大幡勝利，庄司 学，藤野陽三；天候が塔状構造物を建設する作業員の作業環境に及ぼす影響，土木学会第49回年次学術講演会講演概要集第6部，pp.518-519，1994.
- 10) 総務庁統計局編；日本の統計1992/93，大蔵省印刷局，pp.28-29，1993.

第5章 建設工事における風による建造物の揺れと作業性

5.1 はじめに

建造物の高層化にともない、橋梁主塔架設時やゴンドラ作業時などにおいては、風により長周期大振幅の水平方向の揺れが発生する場合がある。これらの揺れは、建設工事の一般的な作業限界¹⁾である10分間平均風速10m/s以下の風で発生する場合もあり、揺れの中で作業を強いられることも多い。橋梁主塔架設時に多くの現場では制振装置を導入しているが、第4章では風による揺れで溶接作業に支障が生じ、作業が中止になった事例²⁾があった。これは、制振装置の制振レベルを決定するにあたり、長周期大振幅の水平方向の揺れの中での作業性に関し、建設工事を対象とした明確な基準が示されていないためである。

長周期大振幅の水平方向動揺下での作業性については、国際基準であるISO6897³⁾に規定されている。ISO6897は、海洋構造物上で発生する水平方向の揺れに対し、熟練を要する作業を行うことが困難となる加速度を0.063~1 Hzの範囲で表している。しかし、上記の作業が中止になった現場では、この限界加速度の1/2以下で制振していたにも関わらず溶接作業に支障が出ており、ISO6897は溶接作業を遂行するには適していない基準と考えられる。この基準以外にも、長周期振動に対する忍限度の中で知覚閾や日常作業など居住性に関しては、これまでに多くの研究(文献4, 5など)がなされているが、溶接など建設工事の作業性についてはほとんど研究がなされていない。文献6では、型枠を持った作業員が直接風を受ける場合の作業能率について研究がなされているが、本章では作業員が直接風を受ける場合の作業性ではなく、風によって振動する施工中の建造物内での作業性を対象とする。

吊り下げ式のゴンドラなどが風により大きく揺れた場合にも、まず上記のように溶接などができなくなる作業限界に達するが、さらに揺れが大きくなると、直立姿勢を保持できず、すなわち立ってられない限界に達する。このように姿勢のバランスが保持できなくなった場合、転倒による負

傷など非常に危険な状態になる。そこで、本章では直立姿勢（以下、立位姿勢とする）のバランス保持の限界を、作業を行う上での危険限界と考える。

矩形波など¹⁾に対しては、立位姿勢保持の限界を求める研究がなされており、この波形に対する立位姿勢保持の限界については一般的な傾向が示されている。しかし、橋梁主塔架設時に発生する渦励振による構造物の正弦波状の揺れに対しては、立位姿勢保持の限界を求める研究は行われていない。

そこで、本章では、建設工事で発生する風による構造物の正弦波状の揺れの中での作業限界や作業危険限界について、人間工学的な見地より検討することとした。揺れと作業限界については、揺れにより実際に作業に支障が出た溶接作業の限界を調べることにした。しかし、実験室で溶接を何度も行うことは非常に困難なため、正弦波加速刺激下で被験者に溶接に類似した直線描き作業を行わせ、この作業が限界となる正弦波加速度のピーク値（以下、限界加速度とする）を求めた。さらに、溶接工に溶接の疑似作業を行わせ、この時の限界加速度より直線描き作業の結果を補完した。揺れと作業危険限界については、立位の被験者に正弦波加速刺激を与え、立位姿勢保持の限界加速度を求めた。

5.2 風による構造物の揺れと作業性に関する実験方法

(1) 実験装置

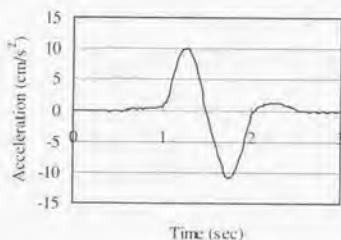
被験者に正弦波状の加速刺激を与える実験装置として、労働省産業安全研究所で開発した立位姿勢の安定性評価装置（以下、リニア・アクセラレータ⁸⁾とする）を用いた。写真 5.1 にリニア・アクセラレータを示す。本装置は、被験者を実験台に乗せこれを直流サーボモータにより駆動し、コンピュータでのコントロールにより、正弦波、矩形波、三角波等の加速刺激を与えることができるものである。

実験台の動きが視覚的に察知されることによる姿勢バランスの保持への影響や、実験室環境から受ける心理的影響を取り除くために、実験に際しては、写真 5.1 のように実験台の周囲を極薄茶色の布で覆った。

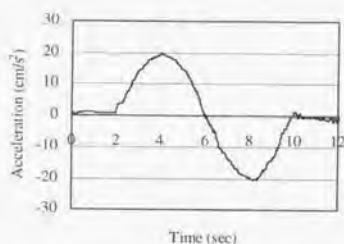


写真 5.1 リニア・アクセラレータ

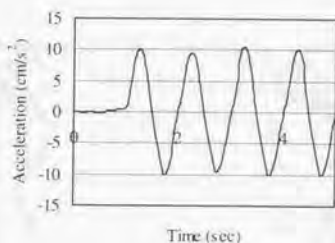
図 5.1 は、リニア・アクセラレータに正弦波加速刺激を与えた時の、実験台上の加速度波形である。図 5.1(a)は、1Hz の単発の正弦波加速刺激を与えた場合の波形であるが、正のピーク値に比べ負のピーク値の方が若干大きくなり、最後に完全に停止できず正の加速刺激が少し残った。この現象は、急な加速刺激に対する実験台の反動と考えられ、周波数が高いほど顕著に現れた。図 5.1(b)は、0.125Hz の場合であるが、このようにゆっくりとした加速刺激に対しては、この現象は見られなかった。事前に、単発波に対する立位姿勢保持と直線描き作業の予備実験を行ったが、被験者は正の加速刺激の方向にのみ影響を受けていたため、単発波では正のピーク値によって限界加速度を評価した。図 5.1(c)は、連続波の場合の波形であるが、上記現象は見られなかった。



(a)1Hz 単発波の加速度波形



(b)0.125Hz 単発波の加速度波形



(c)1Hz 連続波の加速度波形

図 5.1 正弦波加速刺激を与えた時の実験台上の加速度波形

(2) 揺れと作業危険限界に関する実験

揺れと作業危険限界の関係として、立っていられるかどうかの立位姿勢保持の限界を求めることとした。実験の対象とした被験者は、一般男子 15 名（平均年齢 25.0 歳，18～50 歳），女子 15 名（平均年齢 20.1 歳，18～30 歳）である。また、被験者の平均身長（体重）は、男子 171.0 cm（65.6 kg）、女子 160.7 cm（53.9 kg）である。

立位姿勢保持の能力は、加速刺激を与える方向が人体の横方向か斜め方向か、あるいは前後方向かによって異なっており、矩形波による実験⁹⁾では、前または後方向へ加速刺激を与えた場合に、横方向や斜め方向へ加速刺激を与えた場合に比べ、立位姿勢保持の能力がかなり劣っていた。このため、正弦波の場合にも立位姿勢保持の能力は、加速刺激を被験者の前後方向に与えた場合に最も低くなると予想される。そこで、最も低い安全側の限界を求めるため、被験者の前後方向に正弦波加速刺激を与えて立位姿勢保持の限界となる加速度を求めた。

実験に先立ち、被験者をリニア・アクセラレータの実験台に立たせ、加速刺激を与えない状態で倒れる練習をさせ恐怖感を取り除いた。次に、加速刺激を与えるまでは倒れるのを防ぐために前後に体重を移動したり、前後に足を開いて踏ん張ったりしないよう被験者に指示し、図 5.2 に示した

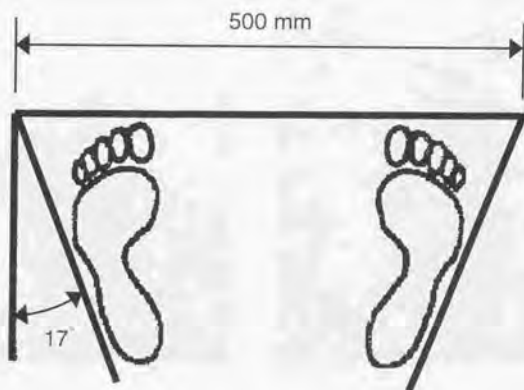


図 5.2 被験者の足幅

線に沿って一定の足幅でリラックスした状態で立たせた。この足幅は矩形波での実験と同じものである。この時、靴のかかとの高さや靴底の摩擦等の影響を排除するため、被験者は裸足とした。

この状態で実験台に立たせた被験者に対し、被験者の前方向と後ろ方向から 0.2, 0.31, 0.5, 0.78, 1.11, 1.56, 2.0Hz の 7 段階の周波数別に、同一方向 1 サイクル（以下、一方向単発とする）の正弦波加速外乱刺激をリニア・アクセラレータにより与えた。被験者の前方向からの刺激は被験者を前方向に、後ろ方向からの刺激は被験者を後方向に倒す力を与えるものである。加速刺激を与えた後は実験台を所定の位置に戻し、被験者を再度リラックスした状態で立たせた後、同じように次の加速刺激を与えた。その際、加速刺激の方向と周波数は同一のまま、加速度のみ徐々に大きくしていった。この一連の動作を、立位姿勢保持の限界に達するまで繰り返して行った。立位姿勢保持の限界は、写真 5.2 のように被験者が実験台の衝撃吸収パッドに倒れかかるか、倒れるのを防ぐために手摺に捕まったり、バランスをとるためとっさに片足立ちになった場合とし、その時の正弦波の最大加速度を限界加速度として求めた。この実験を、加速刺激の方向別に周波数をランダムに変えながら行い、各方向各周波数ごとに立位姿勢保持の限界加速度を求めた。



(a) 衝撃吸収パッドに倒れかかる



(b) 手摺に捕まる、片足立ちになる

写真 5.2 立位姿勢保持の限界

(3) 揺れと作業限界に関する実験

a) 揺れと直線描き作業の限界

揺れに対する作業限界として溶接作業を取り上げ、溶接に類似した直線描き作業の限界を求める実験を行った。実験では、立位姿勢保持の場合と同様に、一方向単発の正弦波加速刺激下で直線描き作業の限界を求め、さらに、30秒間双方向に連続する正弦波加速刺激下での直線描き作業の限界も求めた。一方向単発波での被験者は、立位姿勢保持の限界を求めた被験者と同一の、一般男子15名、女子15名である。30秒間の連続波での被験者は、一般男子19名（平均年齢22.3歳、19～26歳）で、平均身長（体重）は170.0cm（63.8kg）である。



写真 5.3 リニア・アクセラレータ上の被験者

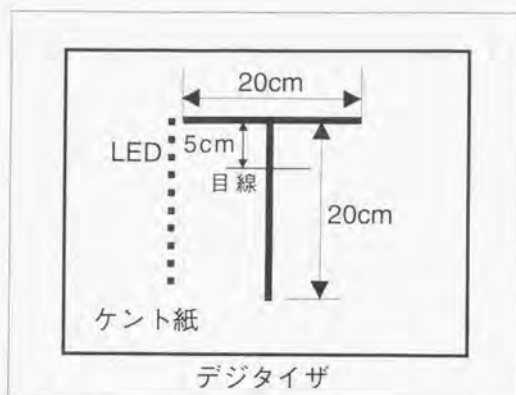


図 5.3 直線入力板

実験は、写真 5.3 に示すように、リニア・アクセラレータの走行台に立たせた被験者に直線を描かせることにより行い、その最中に被験者の横方向と前方向（連続波は前後方向）へ正弦波加速外乱刺激を与えた。その際、単発波の場合には 0.125～2.0 Hz、連続波の場合には 0.1～2.0 Hz の 8 段階の周波数別に実験を行い、立位姿勢保持の場合と同様に、徐々に加速度を大きくしながら繰り返し加速刺激を与え、直線が問題なく描ける限界の加速度を求めた。8 段階の周波数は、後述する予備実験の結果より決定することとした。

限界加速度の判断は、被験者に①真っ直ぐ線を描く②一定速度で線を描く③一定筆圧で線を描くという 3 つの条件を与え、この 3 つの条件をすべて満たせば直線が問題なく描けるものとした。この時の判定は、精神的な描きづらさは考慮しないものとし、5 段階のカテゴリースケールを用い、0：問題なく描ける、1：やや難しい、2：難しい、3：かなり難しい、4：非常に難しい、として被験者自身に 0～4 を評価させ、0 から 1 に変わる時の正弦波の最大加速度を、直線が問題なく描ける限界の加速度とした。直線を描く作業は、目線が図 5.3 に示す位置になるように設置した。デジタイザ上のケント紙に描かれた長さ 20 cm の縦または横方向の直線を、デ

ジタイザの入力ペンまたは実際の溶接器具の先に取り付けた入力ペンでなぞらせることにより行わせた。直線を描く方向は、通常の文字や線を描くのと同じように、横方向の直線は左から右、縦方向は上から下とし、直線を描く方向と道具は予備実験により決定することとした。被験者が描いた線の軌跡は、験者が走行台の外でモニターできるようになっており、加速刺激は、一方向単発波の場合、デジタイザに描かれた軌跡をモニターして、入力ペンが 5 cm 進んだときに与えた。連続波の場合には、被験者に正弦波加速刺激を 30 秒間連続して与え、その最初の 10 秒間は何もしない状態で曝露し、次の 20 秒間で直線描き作業を行わせた。この時、直線の横に 2 cm 間隔の 10 個の LED を取り付け、直線を描く方向に等間隔時間で光らせ、これを頼りに一定の速度で直線を描かせた。図 5.4 に示す被験者が立つ位置は、足幅は図 5.2 と同じとして、つま先から直線入力位置までの水平距離が一定となるようにした。

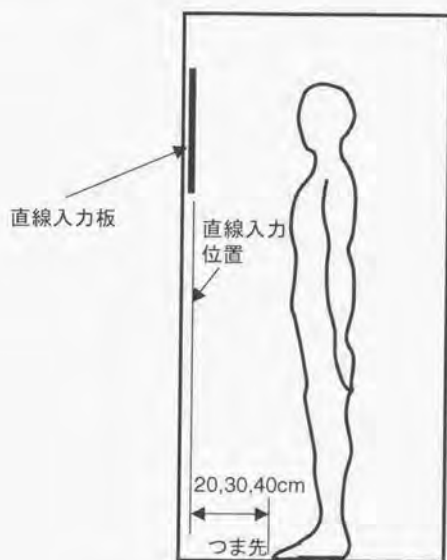


図 5.4 被験者が立つ位置

予備実験は、表 5.1 に示す各条件の組合せに対して行い、直線を描く方向、直線を描く道具、直線を描く速度、および被験者が立つ位置が限界加速度へ与える影響を調べ、本実験での条件を決定することとした。予備実験の被験者は、一般男子 6 名（平均年齢 22.0 歳、19～24 歳）で、平均身長（体重）は 169.5 cm（61.5 kg）である。予備実験は、一方向単発の正弦波加速刺激下で行い、0.125、0.25、2.0 Hz の 3 段階の周波数別に限界加速度を求め、その特性から本実験で測定する 8 段階の周波数も決定した。

表 5.1 予備実験の条件

実験番号	直線を描く方向	立つ位置	直線を描く速度	直線を描く道具
0	横	30cm	1cm/s	入力ペン
1	縦	30cm	1cm/s	入力ペン
2	縦	20cm	1cm/s	入力ペン
3	縦	40cm	1cm/s	入力ペン
4	縦	30cm	0.5cm/s	入力ペン
5	縦	30cm	2cm/s	入力ペン
6	縦	30cm	1cm/s	溶接器具

単発波と連続波の実験結果を人体の動きからも検証するため、直線描き作業の限界時における人体の変位を測定する実験を行った。単発波の被験者は、一般男子5名（平均年齢20.0歳，19～22歳）で、平均身長（体重）は166.6 cm（61.9 kg）、連続波の被験者は、一般男子5名（平均年齢22.0歳，20～23歳）で、平均身長（体重）は170.0 cm（67.9 kg）である。実験では、走行台上に立たせた被験者に対し、前もって測定した直線描き作業の限界加速度を各周波数ごとに与えた。その際、写真5.4に示すように、被験者の頭部と腰部にワイヤーロープ式変位変換器を取り付け、これにより走行台と人体各部の相対変位を測定した。



写真5.4 直線描き作業の限界時における頭部および腰部の変位測定

b) 揺れと溶接作業の限界

単発波および連続波に対し、直線描き作業の限界加速度を求めたが、実際の溶接作業との対応を見るために、鉄骨溶接を専門とする溶接工5名を被験者として、溶接作業の限界加速度を評価させた。被験者は、男子5名

(平均年齢 44.4 歳, 26~60 歳)のみで, 平均身長(体重)は 166.0 cm (62.7 kg)である。実験では, リニア・アクセラレータ内で溶接作業を行うことは危険なため, 被験者に溶接器具を持たせ溶接の疑似作業を行わせた。その際, 実際に溶接している環境に近づけるため, 写真 5.5 に示すように, 銅板を縦方向に溶接して接合するつもりで作業させた。立つ位置や溶接速度は溶接工の通常の作業通りにさせた。

実験は, 連続波での直線描き作業の場合と同じ周波数について行い, 被験者をリニア・アクセラレータの走行台に立たせ, 連続する正弦波加速刺激下で 10 秒間曝露した後, 20 秒間溶接の疑似作業を行わせた。溶接できるかどうかの評価は, 溶接しづらいという精神的なものではなく, 溶接した結果に欠陥がなく満足できるかどうかで行わせた。この時, 直線描き作業と同様に 5 段階のカテゴリースケールを用い, 0:問題なく溶接できる, 1:やや難しい, 2:難しい, 3:かなり難しい, 4:非常に難しい, として 5 段階で被験者自身に評価させ, 0 から 1 に変わる加速度を, 溶接が問題なくできる限界加速度とした。



写真 5.5 溶接作業の限界を求める実験

5.3 風による構造物の揺れと作業性に関する実験結果

(1) 揺れと作業危険限界に関する実験結果

立位姿勢保持の限界を求める実験の結果を、周波数と限界加速度の関係として、図 5.5 に男子の平均値を、図 5.6 に女子の平均値を示す。図 5.5 および図 5.6 より周波数 0.5Hz 以上の場合に、周波数の増加とともに限界加速度も直線的に増加する比例関係が見られた。しかし、0.5Hz 以下の場合には直線の傾きが小さくなり、限界加速度は 100cm/s^2 以下の一定値に近づいていった。

加速刺激の方向別で比較すると、前方向に比べ後方向に倒す力を与えた場合に限界加速度が明らかに低くなっていた。男女別で比較した場合には、男子に比べ女子の方が限界加速度が低くなっていた。しかし、周波数と限界加速度の関係は全て 0.5Hz で変曲しておりいずれも類似した傾向にあった¹⁰⁾。

図 5.7 および図 5.8 は立位姿勢保持の限界加速度の確率密度分布を、正規分布および対数正規分布と比較したものである。図 5.7 および図 5.8 では、男女別や周波数別に確率密度分布を求めるとデータ数が少なくばらつきが非常に大きくなるため、各データ X_i をそれぞれの平均値 \bar{X} で標準化し、加速刺激を与える方向別にまとめて確率密度分布を求めた。その結果、変動係数が前方向は 0.14、後方向は 0.13 と小さいため、正規分布と対数正規分布はほぼ同じ形となった。実験データより得られた確率密度分布を正規分布、対数正規分布と比べると、ピークがいくつもあるなど前方向、後方向ともあまり対応はよくなかった。

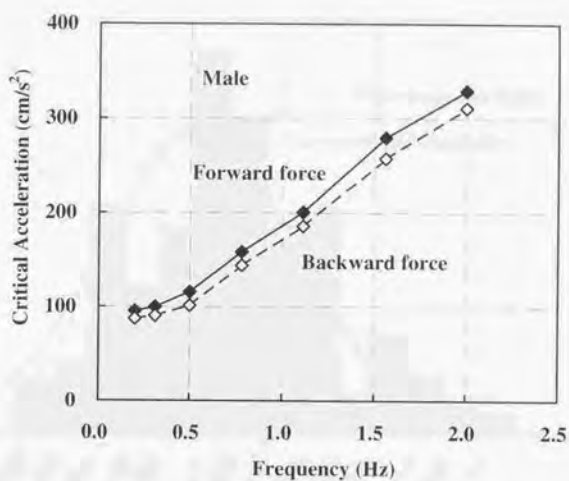


図 5.5 周波数と立位姿勢保持の限界加速度の関係 (男子)

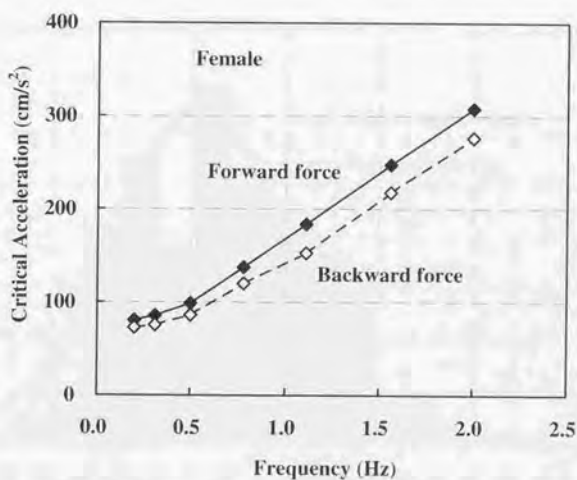


図 5.6 周波数と立位姿勢保持の限界加速度の関係 (女子)

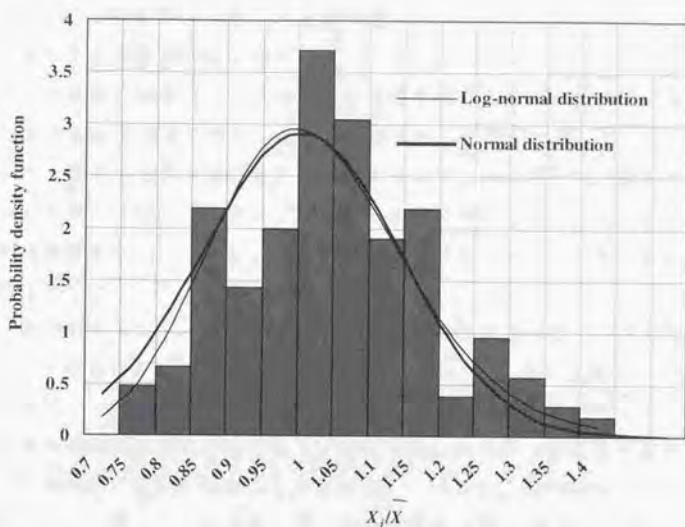


図 5.7 立位姿勢保持の確率密度分布（前方向に倒す力）

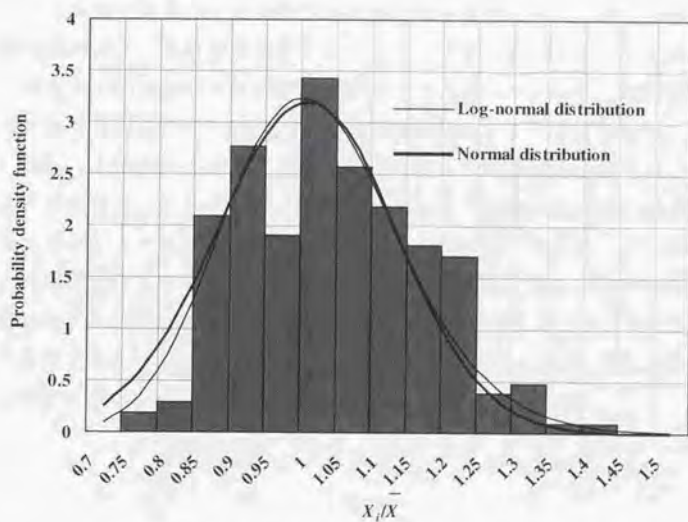


図 5.8 立位姿勢保持の確率密度分布（後方向に倒す力）

(2) 揺れと作業限界に関する実験結果

a) 揺れと直線描き作業の限界

予備実験の結果として、図 5.9 に直線を横方向または縦方向に描く場合の限界加速度の平均値を、周波数の関係として両対数軸上に示す。図 5.9 より、限界加速度は測定した全ての周波数で、横方向に比べ縦方向に描いた方が明らかに小さくなっている。安全側で考えてより小さいレベルの限界加速度を求めるために、本実験では直線を縦方向に描く場合についてのみ行うこととした。

表 5.1 に示した条件で行った予備実験の結果の平均値を、周波数の関係として加速刺激の方向別に図 5.10 および図 5.11 に示す。図 5.10 では、溶接器具により直線を描いた場合 (No. 6) に限界加速度が若干大きいのが、実験後の被験者のコメントより、溶接器具の柄が長いと線が曲がったかどうか判断できないとのことであった。このため、限界加速度が大きく判断されてしまったようだが、この場合を除いて図 5.10 および図 5.11 では限界加速度のレベルは実験条件によらずほとんど同じであった。したがって、直線描き作業の限界加速度は直線を描く速度と立つ位置について、予備実験で行った範囲では影響がないことがわかった。また、実験条件を変えても同一周波数での限界加速度のばらつきが小さいため、限界加速度の判断は今回の方法で再現性の高い結果が得られることがわかった。

以上の予備実験の結果より本実験での直線を描く方向は縦方向、直線を描く道具はデジタイザの入力ペン、直線を描く速度は 1 cm/s、立つ位置はつま先から入力位置までの水平距離が 30 cm のところとした。この条件で、一方向単発波に対する直線描き作業の限界加速度を求めたが、予備実験の結果より 0.25 Hz 付近に限界加速度の変曲点があると考えられることから、この周波数を中心に 0.125、0.16、0.2、0.25、0.315、0.5、0.8、2.0 Hz の 8 段階の周波数別に実験を行った。

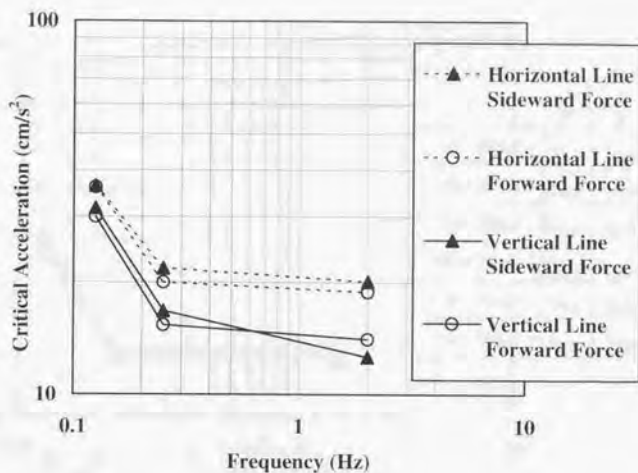


図 5.9 直線を縦または横方向に描く場合の限界加速度

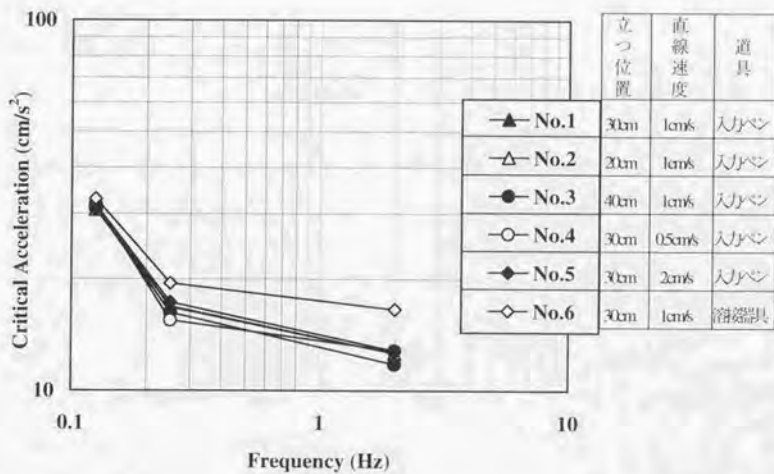


図 5.10 横方向に加速刺激を与えた場合の限界加速度

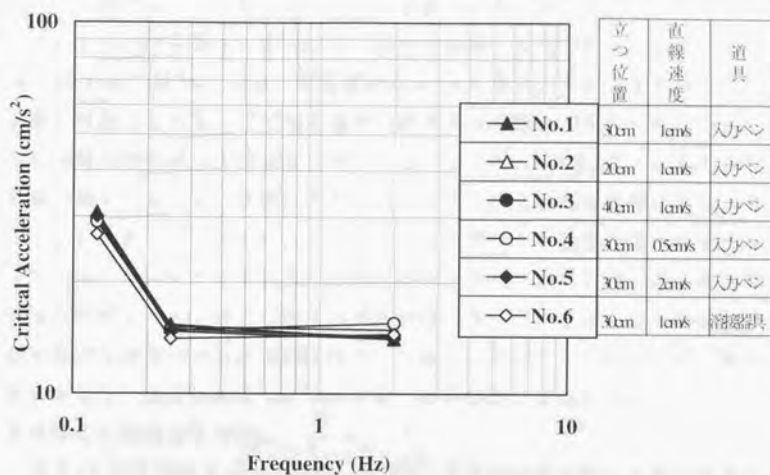


図 5.11 前方向に加速刺激を与えた場合の限界加速度

一方単発波での実験の結果を、周波数と限界加速度の関係として、図 5.12 に男子の平均値を、図 5.13 に女子の平均値を対数軸上に表示する。図 5.12 および図 5.13 より、周波数約 0.5 Hz を境に、それ以上の場合は周波数の増加にともない限界加速度が上昇する比例関係が見られる。これは、立位姿勢保持の場合と同様な傾向である。しかし、0.5 Hz 以下の場合は周波数の低下にともない限界加速度が大きく上昇する反比例の関係が見られる。これを男女別で比較すると、女子の方が明らかに限界加速度が低くなっている。加速刺激の方向別で比較すると、女子では横方向に比べ前方向に加速刺激を与えた場合に限界加速度が低くなっているが、男子では限界加速度の方向別の高低は周波数によって異なっていた。しかし、周波数と限界加速度の関係は全て 0.5 Hz を境に比例関係が反転しており、いずれも類似した傾向にあった。

図 5.12 および図 5.13 には海洋構造物上での作業性に関する国際規格の ISO6897 が示してあるが、この加速度レベルと比較してみると、本実験による限界加速度は ISO6897 の限界加速度に比べ全体的に低くなっている。0.5 Hz 以下での周波数と限界加速度の関係は ISO6897 と同じように右下がりの曲線となっているが、0.5 Hz 以上では曲線の傾きが逆になっており ISO6897 とは異なる傾向を示している。

図 5.14 および図 5.15 は立位姿勢保持と同じように、直線描き作業の限界加速度の男女別、周波数別の各データ X_i をそれぞれの平均値 \bar{X} で標準化し、加速刺激を与える方向別にまとめて確率密度分布を求めたものである。図 5.14 および図 5.15 には対数正規分布のみ示してあるが、実験データより得られた確率密度分布は、横方向力、前方向力とも対数正規分布によく対応しており、直線描き作業の確率分布は概ね対数正規分布で表現できることがわかった。この時の変動係数は、横方向力が 0.31、前方向力は 0.36 と立位姿勢保持に比べ 2 倍以上となったが、知覚閾の場合は 40~50% のオーダー¹¹⁾であることから、知覚閾に比べれば被験者間のデータのばらつきが少ないことがわかった。

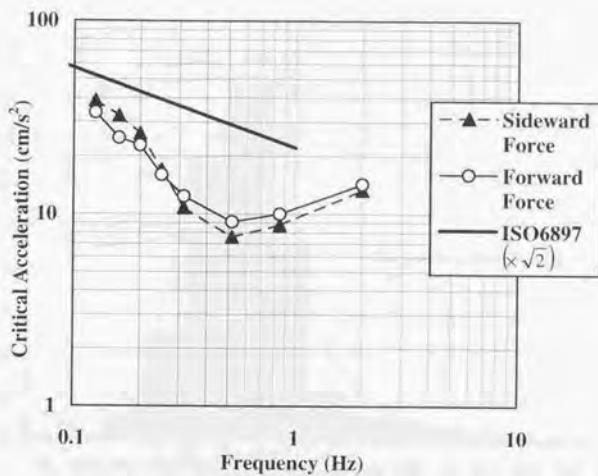


図 5.12 単発波での直線描き作業の限界加速度 (男子)

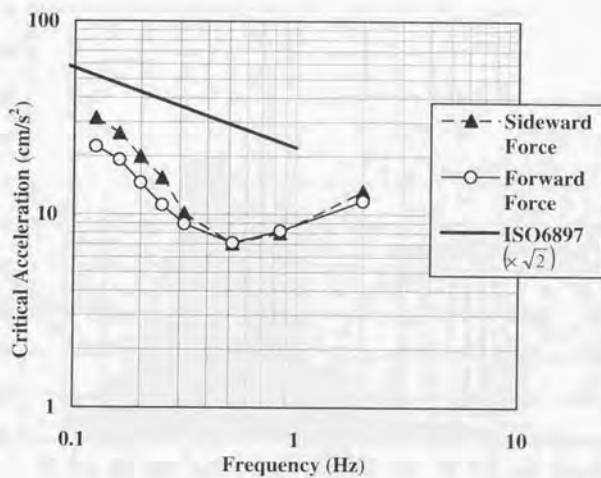


図 5.13 単発波での直線描き作業の限界加速度 (女子)

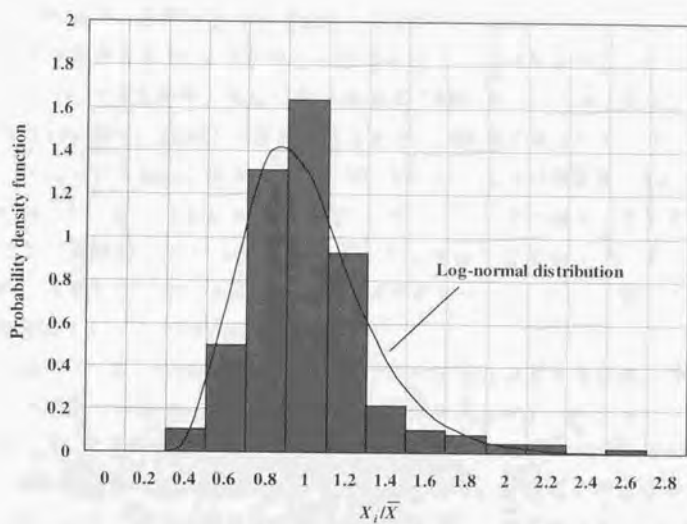


図 5.14 単発波での直線描き作業の確率密度分布 (横方向力)

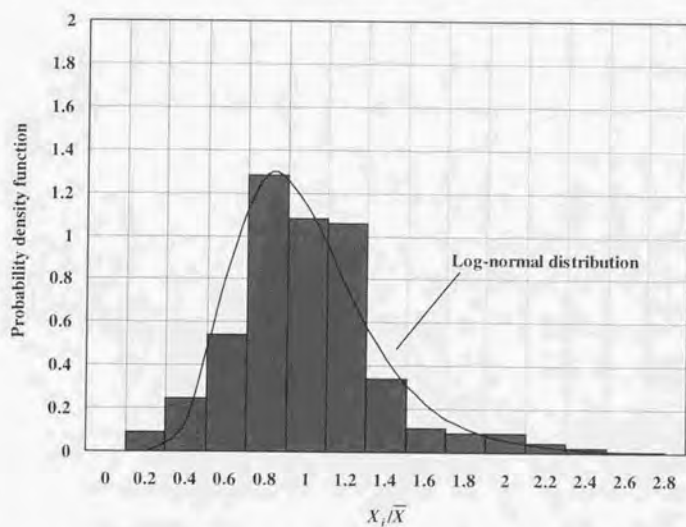


図 5.15 単発波での直線描き作業の確率密度分布 (前方向力)

連続波での直線描き作業の限界を求める実験の結果を、周波数と限界加速度の関係として、各被験者の平均値を図 5.16 に両対数軸上に表示する。図 5.16 では連続波の場合に加え単発波の場合も示したが、単発波の場合に 0.5Hz 付近で変曲点が現れたことから、連続波の場合は単発波では測定しなかった 0.5Hz 付近の 0.4, 0.63Hz も含め 8 段階の周波数 (0.1, 0.16, 0.25, 0.4, 0.5, 0.63, 1.0, 2.0Hz) で測定した。その結果、単発波の場合に比べ連続波の方が 2Hz を除いて限界加速度が若干低くなっているものの、曲線の傾きは単発波とほぼ同じ傾向が現れ、0.5 Hz で変曲してこれを最低値として V 字型の分布を示した。

図 5.17 は、連続波での直線描き作業の限界加速度を方向別、周波数別に平均値で標準化し、それらまとめて確率密度分布を求めたものである。図 5.17 には対数正規分布のみ示してあるが、実験データより得られた確率密度分布は対数正規分布によく対応しており、連続波での直線描き作業の確率分布は概ね対数正規分布で表現できることがわかった。この時の変動係数は 0.43 と単発波に比べ若干ばらつきが大きくなった。

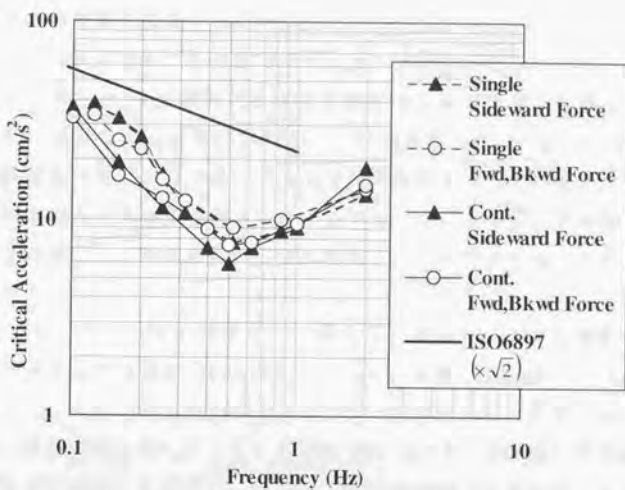


図 5.16 直線描き作業の限界加速度 (単発波, 連続波)

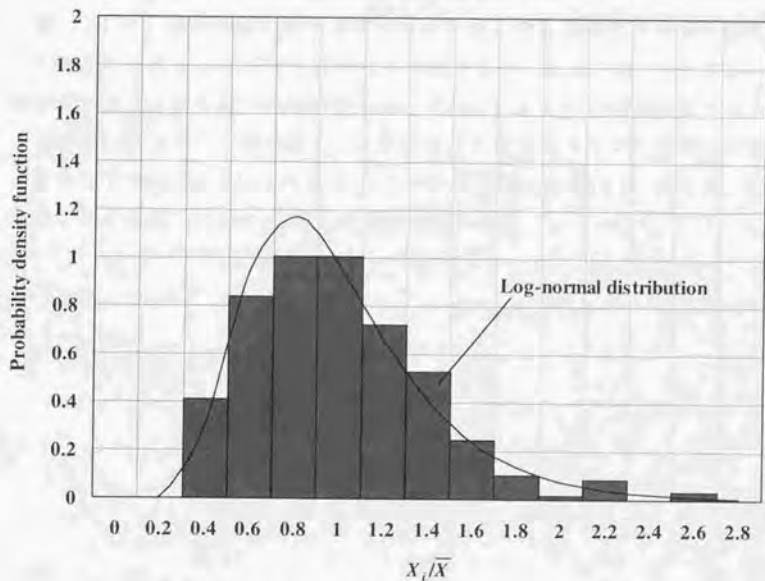


図 5.17 連続波での直線描き作業の確率密度分布

b) 揺れと溶接作業の限界

連続波における溶接作業の限界を求める実験の結果を、周波数と限界加速度の関係として、各被験者の平均値を図 5.18 に両対数軸上に表示する。同図には、連続波での直線描き作業の限界加速度も示してある。図 5.18 より直線描き作業と溶接作業はほとんど同じ傾向を示しているが、直線描き作業の限界加速度の方が若干小さな値であった。よって、直線描き作業の限界加速度より、溶接作業の限界加速度を安全側で求めることができると思われる。

図 5.16 および図 5.18 には図 5.12、図 5.13 と同様に、海洋構造物上での作業性を示す国際規格の ISO6897 を示しているが、連続波での直線描きや溶接作業の限界加速度は単発波と同様に ISO6897 より非常に低くなっている。直線の傾きについても、0.1~0.5Hz までは ISO6897 と同様に限界加速度は周波数に反比例しているが、0.5~2.0Hz では周波数に比例して増大しており、ISO6897 とは異なる傾向を示している⁽¹²⁾。

図 5.19 は、溶接作業の限界加速度を方向別、周波数別に平均値で標準化し、それらまとめて確率密度分布を求めたものである。図 5.19 より、実験データより得られた確率密度分布と対数正規分布との対応はあまりよくないが、測定データ数が増えれば連続波での直線描き作業と同様に対数正規分布で表現できると思われる。この時の変動係数は 0.41 であり、連続波での直線描き作業の 0.43 とほぼ同じであった。

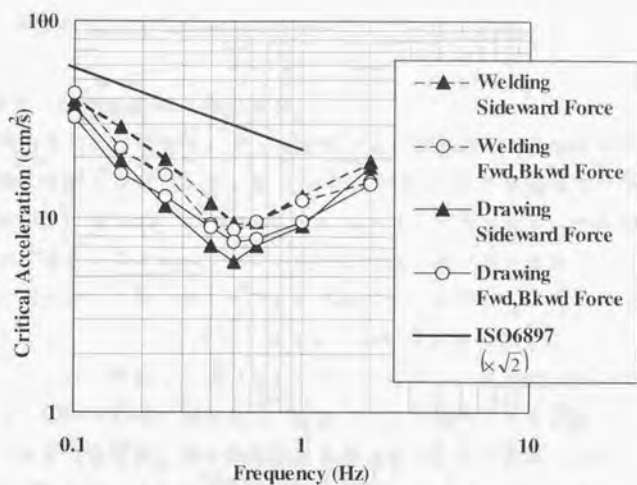


図 5.18 直線描き作業と溶接作業の限界加速度 (連続波)

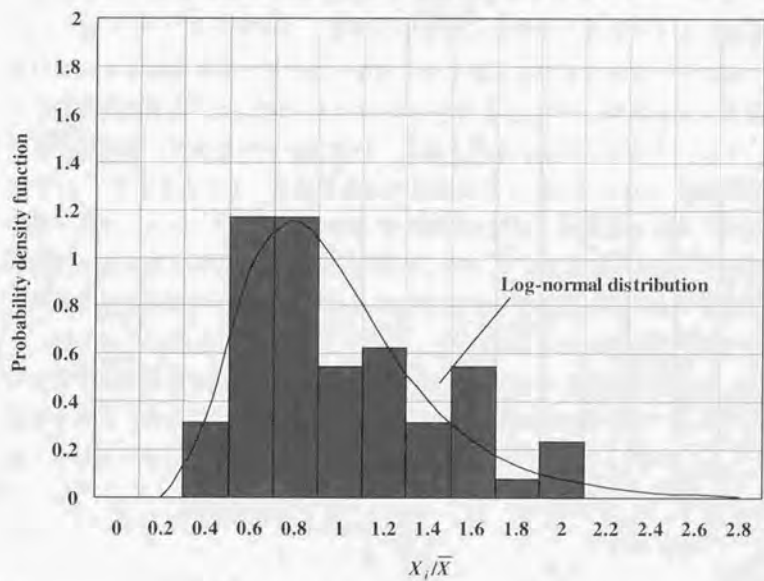


図 5.19 溶接作業の確率密度分布

5.4 実験結果に対する考察

(1) 頭部、腰部の変位と作業限界

直線描き作業の限界時における頭部および腰部変位の測定結果を、周波数と最大変位の関係として、図 5.20 および図 5.21 に単発波での各被験者の平均値を、図 5.22 および図 5.23 に連続波での各被験者の平均値を両対数軸上に表示する。同図に示した最大変位は、直立静止状態からの頭部および腰部の変位の最大値で、実験台の固定点を基準とした相対変位で表している。図 5.20～5.23 より、頭部および腰部の最大変位は周波数の上昇にともないほぼ直線的に減少している。すなわち、周波数が低いゆっくりとした揺れの中では、頭部および腰部が大きく変位しても直線を真っ直ぐ描くことができるが、揺れが早くなるにつれて小さな変位でも直線を真っ直ぐ描くことができなくなるといえる。

頭部および腰部の変位の測定結果より速度成分を算出すると、図 5.24 および図 5.25 のようになる。図中の縦軸は、それぞれ単発波および連続波における頭部および腰部の最大速度を示すが、実験台の固定点を基準とした相対速度で表している。図 5.24 および図 5.25 より、頭部および腰部の最大速度は、周波数によらずほぼ一定値になることがわかった。一方、図 5.16 より単発波および連続波の限界加速度は 0.5Hz を中心に V 字型の分布を示していた。周波数と直線描き作業の限界は、加速度ではなく頭部および腰部の最大速度により一定値として表すことができると考えられる。直線描き作業の限界加速度についても、速度成分を限界速度として算出すると図 5.26 のようになる。図 5.26 より、限界速度は 0.5Hz 付近で緩やかに変曲する右下がりの曲線となった。よって、直線描き作業の限界は、加速度で表した場合に比べ速度で表す場合は 0.5Hz 付近で緩やかに変曲することがわかった。

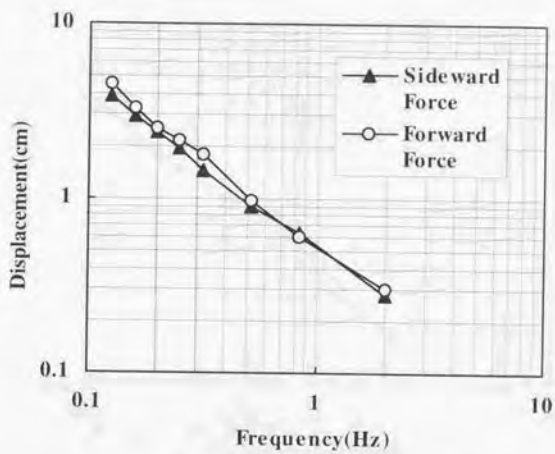


図 5.20 単発波における頭部の変位

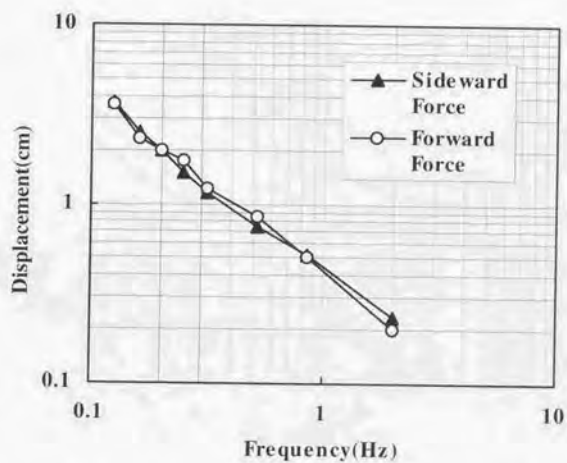


図 5.21 単発波における腰部の変位

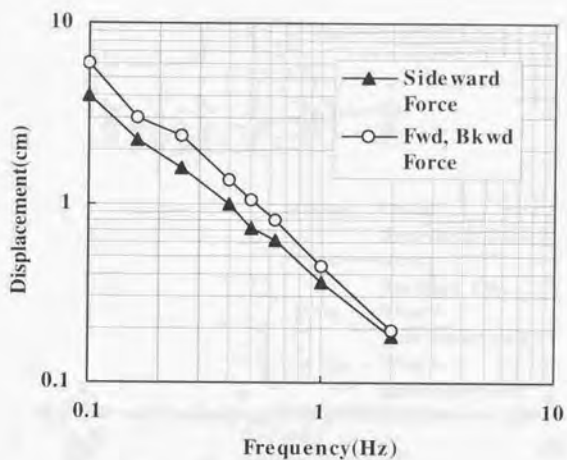


図 5.22 連続波における頭部の変位

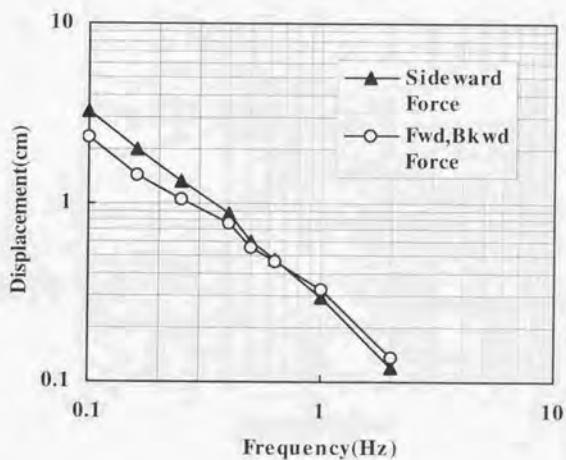


図 5.23 連続波における腰部の変位

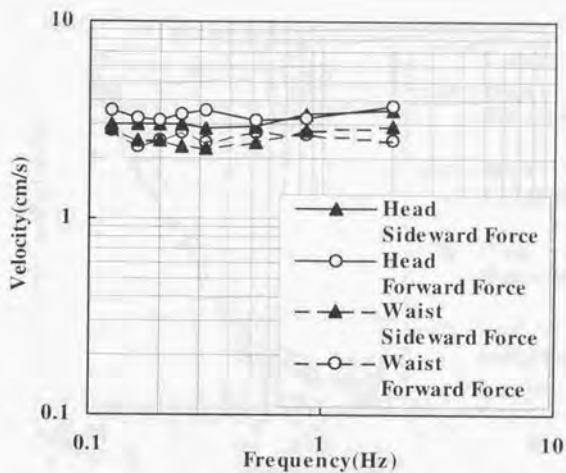


図 5.24 単発波における頭部と腰部の速度

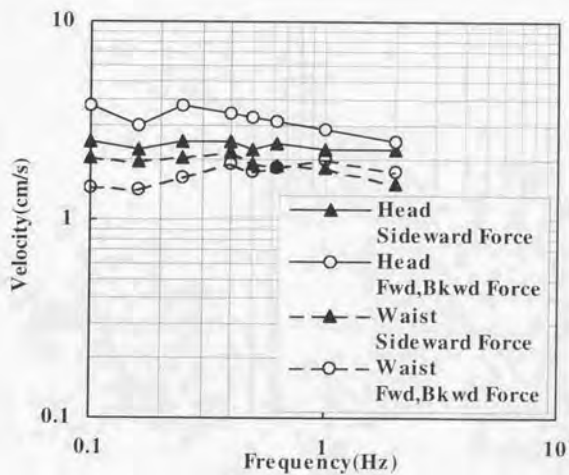


図 5.25 連続波における頭部と腰部の速度

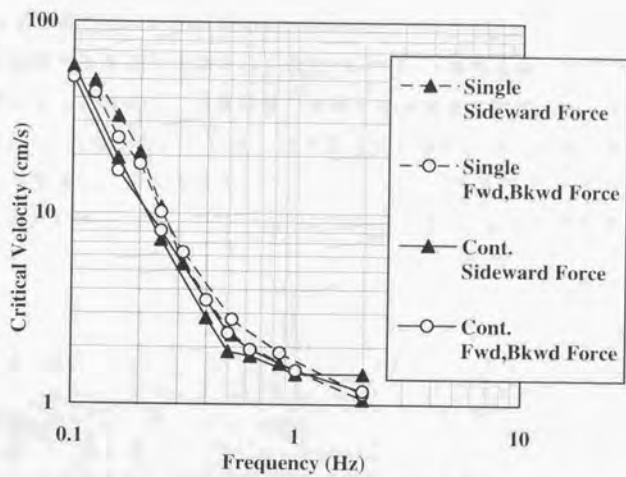


図 5.26 直線描き作業の限界速度 (単発波, 連続波)

(2) 限界加速度と変曲点

全ての実験結果において限界加速度は 0.5Hz で変曲していたが、これを、立位姿勢保持の限界より考察する。文献 9 では、「矩形波状の加速刺激を立位姿勢に与えた場合に、加速時間の逆数と限界加速度の関係が一次の線形になる。」ことが示されている。限界加速度が $\alpha \text{ cm/s}^2$ 以上の時に立位姿勢パラシスを崩して倒れるものとする、その時の加速時間 T 秒との間に次の一次式が成立する。ただし、一次式の傾きを a 、切片を b とする。

$$\alpha = \frac{a}{T} + b \quad \dots(5.1)$$

また、式 (5.1) より、

$$(\alpha - b) \cdot T = a \quad \dots(5.2)$$

式 (5.2) の左辺より、限界加速度 α の b 値以上の成分と加速時間 T の積が一定値 a となっている。このことを言い換えると、左辺の積が a 値以上の時に立位パラシスを崩すことになる。これを本実験結果に適用すると、式 (5.2) は次のように書き直すことができる。

$$\int \left(\alpha_{\max} \cdot \sin\left(\frac{2\pi t}{T}\right) - b \right) dt = a \quad \dots(5.3)$$

式 (5.3) より本実験での a 値とは、図 5.27 に示す正弦波の斜線部分の面積となる。式 (5.3) を男子の結果について計算すると図 5.28 のようになる。図 5.28 より、周波数 0.5Hz 以上の場合に a 値は一定値となるが、それ以下の場合にはこの一定値より大きく増加している。文献 13 によると、この増加量は立ち直り反射により人体が転倒することに耐えた効果分を表すものとされている。このような反射的な姿勢の立ち直り効果は矩形波状の急な加速刺激では現れず、文献 9 でも a 値は 13.7cm/s と一定値となっている。しかし、文献 13 や本実験のような正弦波状の緩やかな加速刺激では 0.5Hz 以下でその立ち直りが時間的に間に合い、加速時間が長くなる（すなわち、周波数が低くなる）ほどその効果がより大きく現れ、 a 値の

一定値からの増加量も大きくなったものと考えられる。

このようなことから、各限界加速度は 0.5Hz 以下で立ち直り効果が現れ、この周波数を境に限界曲線が変曲したのと考えられる。

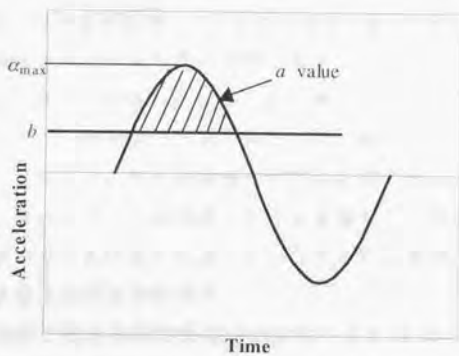


図 5.27 正弦波での a 値

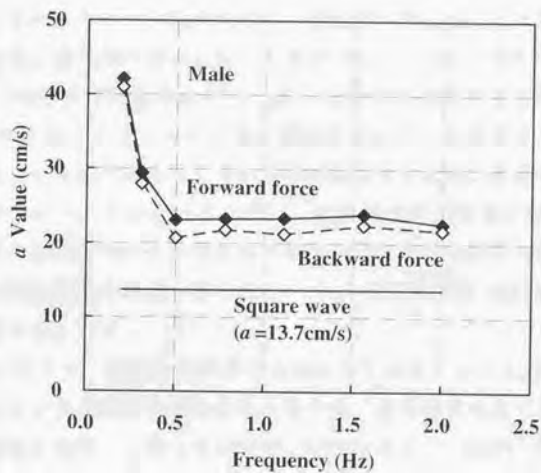


図 5.28 a 値と周波数の関係

5.5 風による建造物の揺れと作業限界・作業危険限界

立位姿勢保持と直線描きおよび溶接作業の限界加速度を周波数の関係として求めた。この結果から、建設工事における風による建造物の揺れに対する作業限界・作業危険限界について考察する。図 5.29 は、立位姿勢保持の限界と直線描き及び溶接作業の限界を男子についてまとめたものである。図 5.29 では、限界加速度の低い側（安全側）として、立位姿勢保持の限界では後ろ方向へ加速刺激を与えた場合の平均値を示す。一方、直線描き作業の限界では単発波に比べ連続波の方が安全側であることから連続波の結果についてのみ示すが、連続波における直線描きと溶接作業の限界加速度は加速刺激の方向別にあまり差がないことから、横方向と前後方向の両者を合わせた場合の平均値を示す。

建築物の振動に関する居住性能評価指針によれば¹⁴⁾、居住性能の基準を振動知覚閾に対する実験結果に基づいて検討している。同指針では、1%の人のみ感じる最小知覚閾と平均知覚閾を基に、図 5.29 に示すように H-1 から H-4 まで 4 つの曲線を描き、建築物の用途別に 3 段階にランク分けしている。本実験の場合には、作業員が徐々に揺れに慣れていくことを考慮し、1%よりは揺るやかにし、約 16% の人が限界となる平均値 - 標準偏差 σ を限界値とすることとした。溶接作業はデータ数が少ないが、直線描き作業とはほぼ同じ分布をしていると推定されるため、実際の溶接工による溶接作業のデータをそのまま使い、溶接作業の平均値 - 標準偏差 σ を、建設工事における風による建造物の揺れに対する作業限界（図 5.29 青線）、立位姿勢保持の平均値 - 標準偏差 σ を同作業危険限界（図 5.29 赤線）として提案する。

図 5.29 より、作業危険限界は 0.5Hz までは緩やかに上昇し、0.5Hz を境にそれ以上の周波数では急激に上昇する。作業限界は全ての周波数で上記居住性能の基準を上回っているが、0.25Hz 以上で 10cm/s^2 を下回り、0.5Hz を最低値としてそれ以上の周波数では上昇し、再び 2Hz 付近で 10cm/s^2 を上回る。2Hz 以上では、図 5.29 に示した ISO2631-2¹⁵⁾ の基本曲線の 21 倍とほぼ同じになると推定される。ISO2631-2 では、この基本曲線の倍率

を基に建物内の住人や事務所で働く人の振動許限度を、周波数 $f=80\text{Hz}$ の範囲で示しているが、基本曲線の 21 倍は、一日に何度か発生する一時的な振動に対し、住人が深夜に耐え得る限界の加速度をやや越えるものである。ISO2631-2 によると、作業場での限界加速度は、基本曲線の 90~128 倍とさらに高いレベルになっている。図 5.29 に示した基本曲線の 43 倍の曲線は、1Hz で ISO6897 と連続性が保たれるようにした曲線であるが、このような ISO6897 とそれに連続する ISO2631-2 の曲線と比べると、本章で示した作業限界は非常に低い加速度レベルであることがわかった。

図 5.29 には代表的な橋梁主塔架設時の制振レベルを示してあるが、明石海峡大橋（図 5.29 黄点）の場合、本章での作業限界を遙かに越えているが問題なく作業が行われていた。これは、明石海峡大橋主塔は主塔の各ブロックをボルトで接合し溶接作業がほとんど行われなかったためであり、本章での作業限界は溶接作業を行う場合に適用できる最低の限界と考える。しかし、今後は橋梁主塔の場合、景観等を考慮してボルト接合に比べ表面に接合部が現れない溶接接合が増えると予想されることから、溶接作業の限界を作業限界としてもよいものとする。

溶接接合が行われた白鳥大橋（図 5.29 緑線）では、周波数によって制振レベルが作業限界を越えていたと考えられる。レインボーブリッジ（図 5.29 橙線）では当初制振レベルが 20cm/s^2 であったものの、作業に支障が出たため 10cm/s^2 に制振レベルを上げたが、それでもほとんどの周波数で作業限界を越えていたものと考えられる。本実験の結果から考えると、 $0.25\sim 2.0\text{Hz}$ 程度の揺れが発生すると予想されかつ溶接作業を行う場合には、制振レベルを 10cm/s^2 より上げて 5cm/s^2 程度にすることが必要であると考える。本章は曝露時間 30 秒の実験結果に基づいて作業限界としているが、実際には数 10 分以上継続して振動する場合も多いため、さらに制振レベルを上げることも必要である。

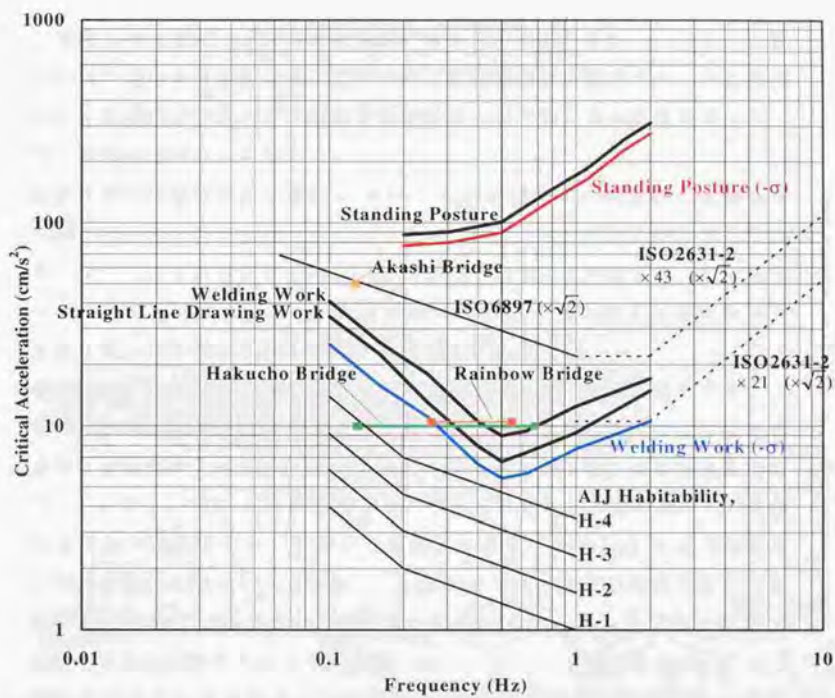


図 5.29 建設工事における風による構造物の揺れに対する
作業限界・作業危険限界

5.6 まとめ

建設工事における風による構造物の揺れに対する作業性について、人間工学的な見地より検討した。このため、正弦波加速刺激下での、立位姿勢保持と直線描き作業および溶接作業の限界を調べるための実験を行った。その結果以下のことがわかった。

①立位姿勢保持の限界加速度は 0.5~2.0Hz の範囲では周波数に比例して増加する傾向が見られる。しかし、0.5 Hz 以下の場合には直線の傾きが小さくなり、限界加速度は 100 cm/s^2 以下の一定値に近づいていった。各データの確率分布を調べると、変動係数は 10%前半で小さく、正規分布または対数正規分布との対応はあまりよくなかった。

②直線描き作業の限界加速度と周波数の関係を両対数軸上に表示すると、0.5Hz を中心に V 字型の傾向をしており、0.5Hz 以下では周波数と限界加速度は反比例しているが、0.5~2.0Hz の範囲では周波数と限界加速度は比例していた。これは、海洋構造物上での作業限界を示した国際規格 ISO6897 とは異なる傾向であり、さらに、直線描き作業の限界加速度は ISO6897 に比べ全体的に低いレベルであった。各データの確率分布を調べると、変動係数は単発波では 30%台、連続波では約 40%であり、分布形は対数正規分布で概ね表せられることがわかった。

③溶接作業の限界加速度と周波数の関係は直線描き作業と同じように 0.5Hz を中心に V 字型の傾向をしていたが、直線描き作業の方が限界加速度のレベルが若干低かった。このため、直線描き作業の限界を求めることにより、溶接作業の限界加速度を安全側で求めることができると考えられる。各データの確率分布を調べると、変動係数は約 40%であり、分布形は対数正規分布で概ね表せられることがわかった。

④直線描き作業の限界時における頭部および腰部の変位を測定した結果、両対数軸上では周波数の増加に伴い変位が直線的に減少することがわかった。これを速度成分で表すと周波数によらずほぼ一定値となった。これより、周波数と直線描き作業の限界は、加速度ではなく頭部および腰部の速度で一定値として表すことができる。

⑤各限界加速度が0.5Hzで変曲していることについて、立位姿勢保持の限界加速度を他の研究で行われた矩形波の実験結果と比較した。その結果、本実験で行った正弦波の場合は矩形波に比べ加速刺激が緩やかなため、0.5Hz以下で姿勢の立ち直り効果と考えられる現象が見られた。よって、この立ち直り効果と見られる現象により0.5Hzを境に各限界加速度が変曲したと考えられる。

⑥本実験の結果より、溶接作業の限界の平均値-標準偏差 σ を建設工事における風による構造物の揺れに対する作業限界、立位姿勢保持の限界の平均値-標準偏差 σ を同作業危険限界と考え、周波数との関係として両対数軸上に示した。その結果、ボルト接合の明石海峡大橋では、本実験での作業限界を遙かに越えているが問題なく作業が行われていた。しかし、今後は橋梁主塔の場合、景観等を考慮してボルト接合に比べ表面に接合部が見えない溶接接合が増えると予想されることから、溶接作業の限界を作業限界としてもよいと考える。

⑦実験結果から示した作業限界より、白鳥大橋やレインボーブリッジの架設時には、周波数によって作業限界を越えている場合もあったことがわかった。このため、工事中に0.25~2.0Hz程度の揺れが発生すると予想されかつ溶接作業を行う場合には、制振レベルを白鳥大橋やレインボーブリッジで設定された 10cm/s^2 より上げて 5cm/s^2 程度にすることが必要であると考える。本章は曝露時間30秒の実験結果に基づいて作業限界としているが、実際には数10分以上継続して振動する場合も多いため、さらに制振レベルを上げることも必要である。

参考文献

- 1) 労働省安全衛生部；安衛法便覧－平成10年度版，労働基準調査会，1998.
- 2) 大幡勝利，庄司 学，藤野陽三；天候が塔状構造物の施工および作業性に及ぼす影響，土木学会論文集，No.534/VI-30，pp.125-134，1996.
- 3) ISO6897；Guidelines for the evaluation of the response of occupants of fixed structures, especially buildings and off-shore structures, to low-frequency horizontal motion (0.063 to 1 Hz)，1984.
- 4) 神田 順，田村幸雄他；超高層住宅の長周期振動に対する振動感覚の調査研究（その2），住宅総合研究財団，1992.
- 5) 野口憲一，後藤剛史；日常作業に対する浮遊式海洋建築物の動揺限界量に関する実験研究，海洋工学シンポジウム，Vol.12，pp.357-364，1994.
- 6) 村上周三，出口清孝，高橋岳生，森田真弘；建設現場の高所作業に対する強風の影響に関する研究－型枠作業能率に及ぼす強風の影響－，生産研究，35巻5号，pp.18-21，1983.
- 7) 永田久雄，大野央人；加速刺激に対する立位姿勢の安定性に関する研究その1～4，日本人間工学会第34～36回大会講演集，1993-1995.
- 8) 永田久雄；急加速刺激を加えた場合の立位姿勢の安定性評価装置の開発，人間工学，Vol.27，No.4，pp.221-223，1991.
- 9) 永田久雄，大野央人，小美濃幸司；水平加速外力に対する靴ヒール高別の立位姿勢の保持限界に関する研究，人間工学，Vol.32，No.1，pp.1-9，1996.
- 10) 永田久雄，大幡勝利；リニア・アクセラレータを用いた長周期・大振幅の揺れに関する基礎的な研究，日本人間工学会第37回大会講演集，1996.
- 11) 神田 順；超高層住宅の長周期振動に対する振動感覚の調査研究（1），新住宅普及会住宅建築研究所報，1987.
- 12) Ohdo, K., Nagata, H.；Limits of Construction Work under Low-frequency Horizontal Motions, IABSE Symposium, Vol.79, pp.529-530, 1998.
- 13) 永田久雄，榑谷清基，斎藤忠一；動く歩道・エスカレーターの非常停止方法に関する研究，日本建築学会計画系論文報告集，Vol.499，1997.
- 14) 建築物の振動に関する居住性能評価指針・解説，日本建築学会，1991.4.
- 15) ISO2631-2；Evaluation of human exposure to whole-body vibration - Part 2:

Continuous and shock-induced vibration in buildings (1 to 80 Hz), 1989.

第6章 結論

6.1 本研究の結論

建設工事は屋外作業が多いため天候の影響を受けやすく、従来から強風時の足場の安定性が問題となっていた。そのため、約20年前に足場の安定性に関する研究が行われ安全技術指針が作成されたが、近年においても足場の倒壊災害が多発しており、新たな安全対策が求められている。

このような安全性重視の考えから、一歩進んで作業性にも目を向けると、近年は超高層化した塔状構造物が建設されているが、これらの施工時には作業の安全に加え風に対する作業効率や作業環境も問題となっている。

このようなことから、本研究では、建設工事中の施工性に関し、特に風が施工時の安全や作業効率・作業環境に及ぼす影響について事例調査や現場調査などを通して現況把握を行った。その結果浮かび上がった問題点を究明するための研究を行い、施工時の対策について検討した。

風が建設工事の安全に及ぼす影響に関する調査では、過去と近年に発生した災害について検討するとともに、海外にも目を向け、我が国と海外で発生した災害を比較・検討することにより共通の問題点を見いだした。その結果、風による倒壊災害が問題となっており、特に足場については連鎖的に破壊が広がっていく大規模な倒壊災害が発生しており、多くの被害を及ぼしていた。しかし、このような連鎖的な倒壊に対する安全性は従来の設計方法では評価されていないため、信頼性解析を行い足場の構造システム全体の安全性を確率的に評価した。

風が建設工事の作業効率や作業環境に及ぼす影響に関する調査では、我が国の代表的な超高層ビル、橋梁主塔の現場を対象に、現場調査やアンケート調査などを行い、悪天候による作業中止の割合やその内容の割り出し、および天候が作業員自体に及ぼす影響について調べた。その結果、橋梁主塔では風による揺れによって作業に支障が生じているにも関わらず、揺れと作業性に関する明確な基準が示されていないことがわかった。このため、橋梁主塔で発生している風による長周期大振幅の揺れと作業性に関し人間

工学的な実験を行い、0.1~2.0Hzの範囲で周波数と作業限界の関係を示した。

本研究で得られた結論は以下の通りである。

(1)風が建設工事の安全に及ぼす影響

風が建設工事の安全に及ぼす影響を調べるため、1997年以前の近年10年間で1980年以前の過去10年間に建設業において発生した労働災害の中から、風による死亡災害や重大災害の発生状況を調査し、過去から現在までの風による労働災害の発生状況の変化を調べた。さらに、このような労働災害中心の分析に加え、統計的には把握しづらい建設工事に起因する風による公衆災害についても事例的に分析した。また、海外にも目を向けてENRに掲載された災害を調査し、我が国と海外で発生した災害事例を比較することにより、共通の問題点を指摘した。

これらの調査の結果から、現在の建設工事中の風による災害の問題点について検討した結果、以下のことがわかった。

①我が国の重大災害の中で最も大きな問題である倒壊災害の内、過去も近年も約10%は風によるものであり変化がない。また、ENRに掲載された災害についても調べると、倒壊災害の内、風によるものが同様に約10%を占めており、建設工事に関連した風による倒壊災害は、我が国と海外の共通の問題点であると考えられる。

②我が国の重大災害の中で、1970年代の10年間から近年の10年間で風による施工中の構造物本体の倒壊災害は発生件数が16件から3件に大きく減少したが、足場の倒壊は発生件数が6件から4件になりほとんど変化ない。風に対する足場の安全対策は特に改善されたわけではない。

③仮設構造物については、各種指針等により施工時の荷重として水平荷重を見積もることが示されているものの、風荷重など考慮すべき水平荷重の大きさは供用期間の違いなどにより一概に決められない。しかし一方で、重大災害に発展した倒壊災害の内、約40%が水平方向の安定性不足から

生じていたことから、根拠が明確で合理的であり、かつ誰にでもわかりやすい水平荷重の設定方法を確立する必要がある。

④風による災害に関する調査・分析の過程で、建設工事中の災害に関し一元化されたデータベースが無かった。特に、現在の縦割り行政の弊害により、災害の起因物（例えば足場や支保工）が同じでも被害を受けたものによって、労働災害や公衆災害というように扱う官署が異なっていた。同一種類の災害の起因物に対し、労働省、警察といった行政の枠を越えた災害情報データベースを構築し、これらを広く一般に公開することにより、官民一体となって災害防止対策を行うことが必要である。

⑤強風により、足場が連鎖的に倒壊し多くの死傷者を出しているが、現行の安全技術指針では部材毎の応力照査しかなされておらず、二次的、三次的な破壊による連鎖的な倒壊については検討されていない。強風に対する予報は非常に困難なため、多くの死傷者を出す大規模な倒壊に至らないよう、足場の連鎖的な倒壊に対する安全性について検討する必要がある。

このような大規模な倒壊災害を防ぐために、風荷重により一部の部材の破壊をきっかけに足場の各部材が連鎖的に倒壊していく現象を、並・直列システムによりモデル化し信頼性解析を行い、構造システム全体の安全性を確率的に評価した。その際、実際に倒壊した足場をモデルに、この足場の倒壊災害を再現した解析を行うとともに、足場を補強する壁つなぎの本数や風速など各種条件を変化させた場合の構造システム全体の安全性について検討した。

解析の結果、以下のことがわかった。

①足場の倒壊災害を再現した結果、目撃者の証言と同じ破壊モードが最も卓越していることが確認できた。倒壊した足場のシステム破壊確率は CIRIA の提案した許容破壊確率とほぼ同程度であった。設計で用いられる再現期間 12 ヶ月の風速に対し倒壊災害時に発生した風向で考えると、この足場の安全性は CIRIA の提案した許容値程度であったと考えられる。

②風速毎に壁つなぎの配列と充実率を変えてシステム破壊確率を求めた結果、現行の設計方法による部材毎の応力照査で安全性が確認された場合でも、構造システム全体の安全性について検討すると、システム破壊確率が 10^{-2} 以上と非常に高くなる場合もあった。

以上の調査・解析の結果、風による足場の倒壊災害防止のための新たな安全対策として、以下のことを行う必要がある。

①風による足場の倒壊災害防止対策として、足場が道路上に倒壊する大惨事を防止するためには、計画届の適用範囲を変更し、壁面塗装工事など60日以内に終わるものでも、下部の道路の交通量などに応じ計画の届出を必要とすべきである。

②足場の施工時に、壁つなぎ材などを安易に取り外したり取り付け忘れていたりしないよう、作業主任者だけでなく作業員に対しても、それぞれの部材がどのような役割をしているかについてより高度な教育を行う必要がある。

③CIRIAの提案した許容破壊確率を参考とすれば、足場をメッシュシートや養生シートで覆う場合に、2層2スパン毎の取付でも連鎖的な倒壊に対し社会的な安全水準を満足するためには、壁つなぎの平均強度が規格品の認定基準の2倍程度のものを使用する必要がある。

(2)風が建設工事の作業効率・作業環境に及ぼす影響

風が建設工事の安全に及ぼす影響に加え、作業効率や作業環境に及ぼす影響にも目を向け現状調査した。このため、橋梁主塔・超高層ビルなど塔状構造物施工時に、天候状況が作業効率や作業環境にどのような影響を及ぼしているかについて現況把握を行った。その際、現場関係者からのヒアリングや工事資料、作業員に対するアンケートを通じ事例的な調査を行った。こうした現況分析から問題点を浮かび上がらせた結果、以下のことがわかった。

①明石海峡大橋主塔やランドマークタワーなど300m近くにもなる構造物

の施工時には天候不良により約 15%の作業が中止になっていた。この原因について作業内容ごとに天候に対する影響を調べた結果、明石海峡大橋主塔の場合、風により足場の解体作業が大きな影響を受けていた。ランドマークタワーの場合は、雨により溶接作業が大きな影響を受けていた。

②作業員へのアンケート調査で最も危険を感じる作業と指摘されたのが、クレーンのつり荷の振れと回転の問題であった。超高層ビルの場合はその対策としてつり荷の姿勢制御装置を開発導入し効果を上げていた。しかし、橋梁の場合は作業員の危険を軽減し、作業効率を上げるためにも、つり荷の振れと回転防止に対する技術開発を行う必要がある。

③今後の塔状構造物施工時の作業環境を考えた場合、「風、雨」など作業の「安全」に加え、「暑さ、寒さ」など作業の「苦痛」にまで配慮していくことも一つの方法である。しかし、現場での安全面への配慮は過剰であるという指摘もあることから、安全面への配慮をさらに発展させるよりも、作業員に対しては待遇面での配慮から補償していくべきである。つまり、安全面に加え環境面にまで配慮していく代わりに、リスク、苦痛を自己の責任において管理することができる人材を養成し、高待遇で地位のある優秀な作業員のみ働く現場とすべきである。

④超高層化した橋梁主塔の施工時には強風による構造物の揺れという問題が発生していた。現場ではこの問題の解決手段として制振装置を設置しているが、実際に溶接作業に支障が出た現場もあった。このため、作業に支障が出ないための制振レベルを、人間工学的な立場から策定することが必要である。

この問題を解決するため、建設工事における風による構造物の揺れに対する作業性について、人間工学的な見地より検討した。その際、揺れと作業限界として、揺れにより実際に作業に支障が出た溶接作業の限界を調べた。また、揺れと作業危険限界として、立っていられるかどうかの立位姿勢保持の限界を求めた。その結果、揺れと作業性について以下のことがわかった。

①立位姿勢保持の限界加速度は 0.5~2.0Hz の範囲では周波数に比例して増加する傾向が見られる。しかし、0.5 Hz 以下の場合には直線の傾きが小さくなり、限界加速度は 100 cm/s^2 以下の一定値に近づいていった。

②直線描き作業および溶接作業の限界加速度と周波数の関係を両対数軸上に表示すると、0.5Hz を中心に V 字型の傾向をしていた。0.5Hz 以下では周波数と限界加速度は反比例しているが、0.5~2.0Hz の範囲では周波数と限界加速度は比例していた。これは、海洋構造物上での作業限界を示した国際規格 ISO6897 とは異なる傾向であった。

③直線描き作業の限界時における頭部および腰部の変位を測定した結果、両対数軸上では周波数の増加に伴い変位が直線的に減少することがわかった。これを速度成分で表すと周波数によらずほぼ一定値となった。これより、周波数と直線描き作業の限界は、加速度ではなく頭部および腰部の速度で一定値として表すことができる。

④各限界加速度が 0.5Hz で変曲していることについて、立位姿勢保持の限界加速度を他の研究で行われた矩形波の実験結果と比較した。その結果、本実験で行った正弦波の場合は矩形波に比べ加速刺激が緩やかなため、0.5Hz 以下で姿勢の立ち直り効果と考えられる現象が見られた。よって、この立ち直り効果と見られる現象により 0.5Hz を境に各限界加速度が変曲したものと考えられる。

これらの実験の結果より、溶接作業の限界の平均値-標準偏差 σ を建設工事における風による構造物の揺れに対する作業限界、立位姿勢保持の限界の平均値-標準偏差 σ を同作業危険限界と考え、周波数 0.1~2.0Hz の範囲で限界曲線として提案した。この限界曲線より、白鳥大橋やレインボーブリッジの架設時には、周波数によって作業限界を越えている場合もあったことがわかった。このため、作業限界の曲線より考えると、工事中に 0.25~2.0Hz 程度の揺れが発生すると予想されかつ溶接作業を行う場合には、制振レベルを白鳥大橋やレインボーブリッジで設定された 10 cm/s^2 より上げて 5 cm/s^2 程度にすることが望ましい。

6.2 今後の課題

本研究では風が建設工事の施工性に及ぼす影響について検討したが、今後検討すべき課題としては以下のことが考えられる。

- ①本研究では風が建設工事の施工性に及ぼす影響について調査を行ったが、工法や施工技術は時事刻々と進歩するため、継続的に調査を行う必要がある。
- ②本研究では風による倒壊災害について、特に足場を対象にして安全性を検討したが、その他の施工中の構造物についても風に対する安全性を検討する必要がある。
- ③本研究では溶接作業の限界を求める際、30秒程度の曝露実験しか行わなかったが、実際には長時間の作業が行われており、このような揺れの中での長時間の作業について疲労・能率の低下などを調べる必要がある。
- ④風による揺れと作業性について本研究では溶接作業を対象に作業限界を求めたが、明石海峡大橋のように溶接のような精密な作業を行わない現場に対しても作業限界を求める必要がある。

謝辞

本論文は、著者が労働省産業安全研究所において、建設業における労働災害防止を目的として行ってきた研究を取りまとめたものであります。

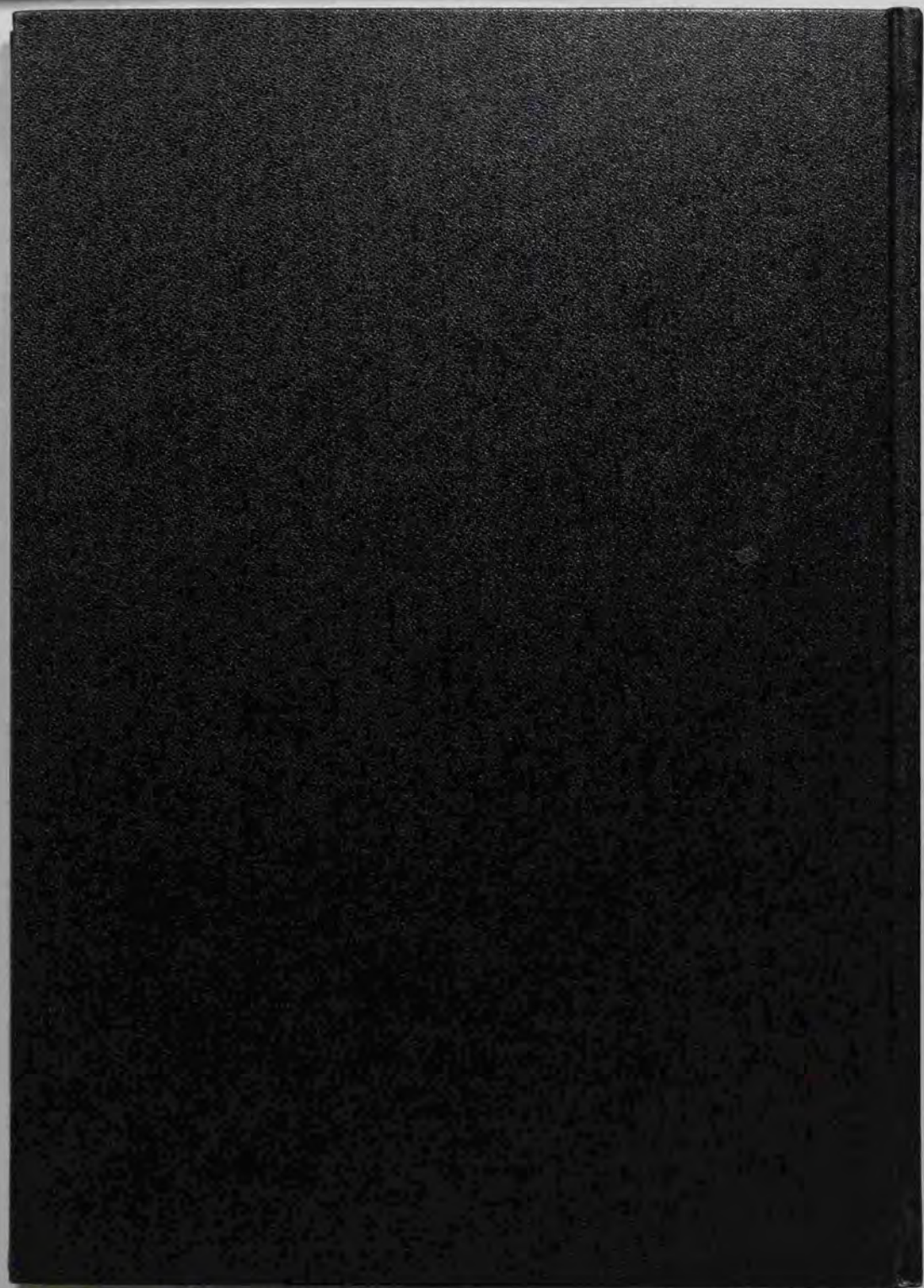
本論文の主査である東京大学大学院藤野陽三教授には、著者が受託研究員として同大学橋梁研究室に在籍時より、研究の全般について終始懇切なるご指導・ご鞭撻を頂き、更には、本論文をまとめるために貴重な時間を割いてご指導頂きました。心よりお礼を申し上げます。

論文の審査にあたり、同大学院神田順教授には、風荷重の考え方について多くの適切なお助言を頂きました。國島正彦教授には、論文のまとめ方から今後の研究生活についてもご指導を頂きました。小澤一雅助教には、労働災害防止の考え方について貴重なご助言を頂きました。木村吉郎助教には、受託研究員時代より風工学について多くのご意見やご助言を頂きました。感謝の意を表したいと思えます。

労働省産業安全研究所の各位には、本研究を行うにあたり、その研究環境を与えて頂き、更には、東京大学やノートルダム大学で研究する機会を与えて頂きました。心より感謝いたします。

本研究の取りまとめにあたり、ノートルダム大学のアーサン・カリーム教授には、同大学に Visiting Scholar として在籍時に、風工学に関する多くのご指導を頂きました。労働省産業安全研究所の永田久雄主任研究官には、人間工学に関する実験に関し多くのご助言・ご協力を頂きました。更に、現場調査に関し、当時卒論生だった東京工業大学庄司学助手には、日本全国を一緒に駆け回り、集めた資料の取りまとめをして頂きました。各公団や現場の方々には、貴重なご意見や施工に関する資料を頂きました。深くお礼を申し上げます。

大幡勝利





Kodak Color Control Patches

Blue Cyan Green Yellow Red Magenta White 3/Color Black

Kodak Gray Scale

A 1 2 3 4 5 6 M 8 9 10 11 12 13 14 15 B 17 18 19



© Kodak, 2007 TM Kodak