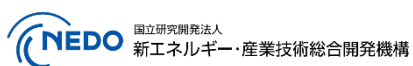


地上設置型太陽光発電システムの設計ガイドライン

2019年版 技術資料

この技術資料は、国立研究開発法人新エネルギー・産業技術総合開発機構（NEDO）の委託業務「太陽光発電システム効率向上・維持管理技術開発プロジェクト／太陽光発電システムの安全確保のための実証」事業において奥地建産株式会社・一般社団法人太陽光発電協会が作成した成果物です。

2019年4月26日



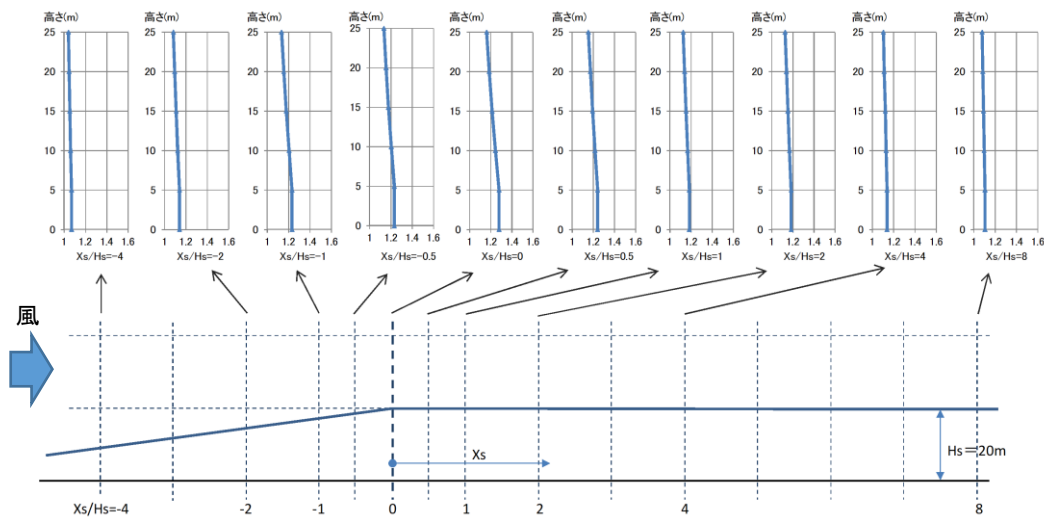
技術資料 目次

技術資料 A	傾斜地に設置される太陽光発電システムの風荷重の割り増しについて ..	A-1
技術資料 B	地上設置型太陽電池アレイの積雪荷重算定方法について	B-1
技術資料 C	杭基礎上に設置する架台のモデル化について	C-1
技術資料 D	地上設置型太陽光発電システム用架台の耐風性能試験	D-1
技術資料 E	地上設置型太陽光発電システム用架台の接合部単体試験	E-1
技術資料 F	太陽電池モジュールの耐風性能試験	F-1
技術資料 G1	杭基礎支持力の実証試験	G1-1
技術資料 G2	施工不良による周面摩擦力への影響	G2-1
技術資料 G3	風の脈動による周面摩擦力への影響	G3-1
技術資料 G4	杭状補強工法の杭載荷試験	G4-1
技術資料 H	雨掛かりのない環境の腐食試験とその耐用年数試算	H-1
技術資料 I	地際を含む浅層土壌中の腐食試験と腐食対策	I-1
技術資料 J	耐食性を評価する腐食試験の代表例	J-1

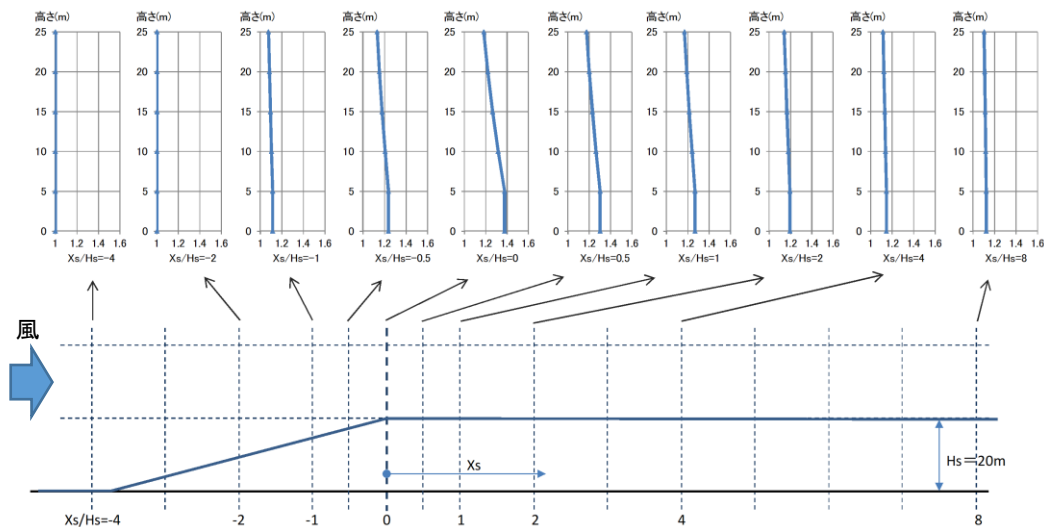
傾斜地に設置される太陽光発電システムの風荷重の割り増しについて

1. 風速増加の影響

本設計ガイドラインでの式 (5.1) のように、建築物荷重指針^{A1)}での小地形による風速の割増し係数 E_g を用いることで設計風速の割り増しを考慮することができる。ここでは式(5.2) で求められる E_g の算定結果の例を図示し、風速の増加領域とその値の概要を把握できる資料を提供する。傾斜地および尾根状地形の E_g の高さ方向の分布を図 A1、図 A2 に示す。風速増加の領域は、小地形の高さ H_s に比例して変化することに注意されたい。

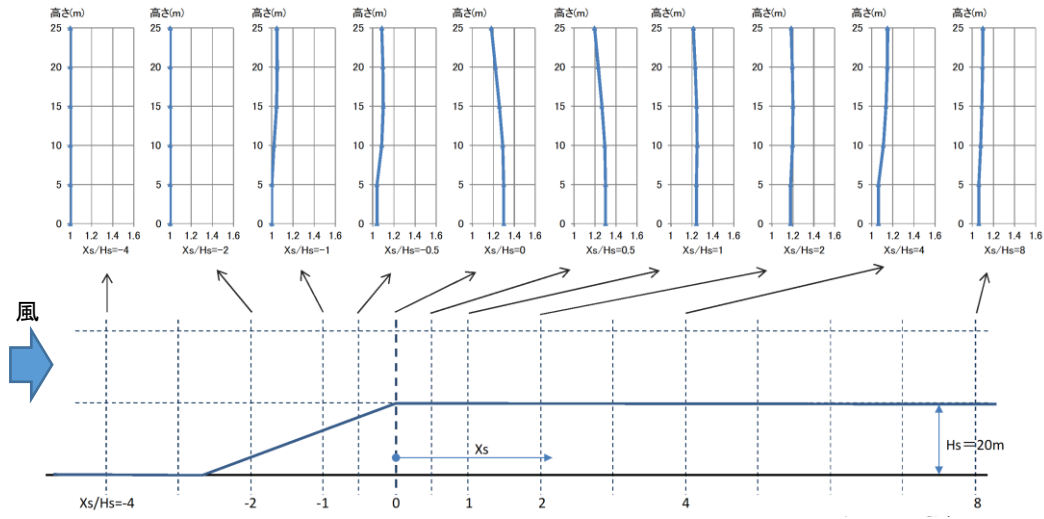


(1) 傾斜角 $\theta_s = 7.5^\circ$

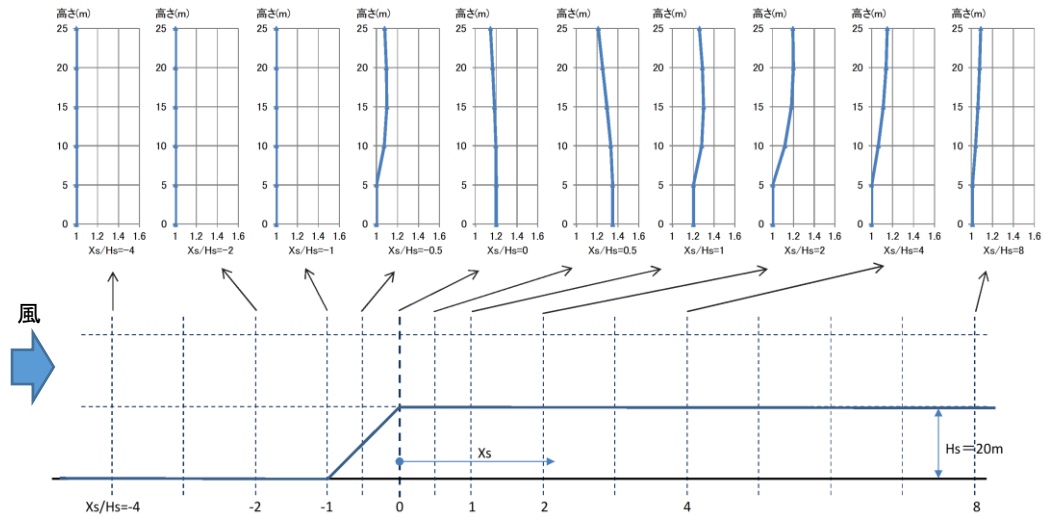


(2) 傾斜角 $\theta_s = 15^\circ$

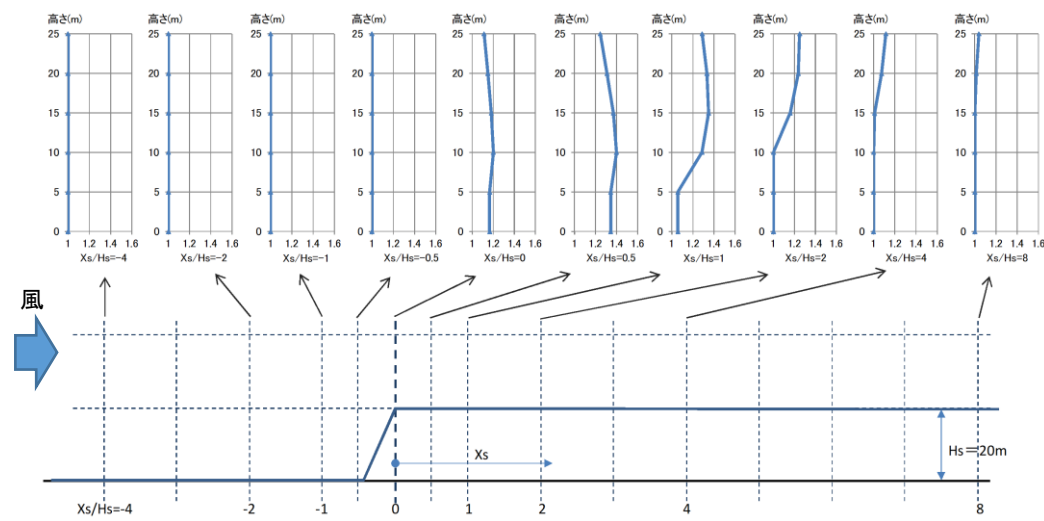
図 A1 風速の割増し係数 E_g (傾斜地 : $H_s = 20\text{m}$, $Z_b = 5\text{m}$ の場合)



(3) 傾斜角 $\theta_s=30^\circ$

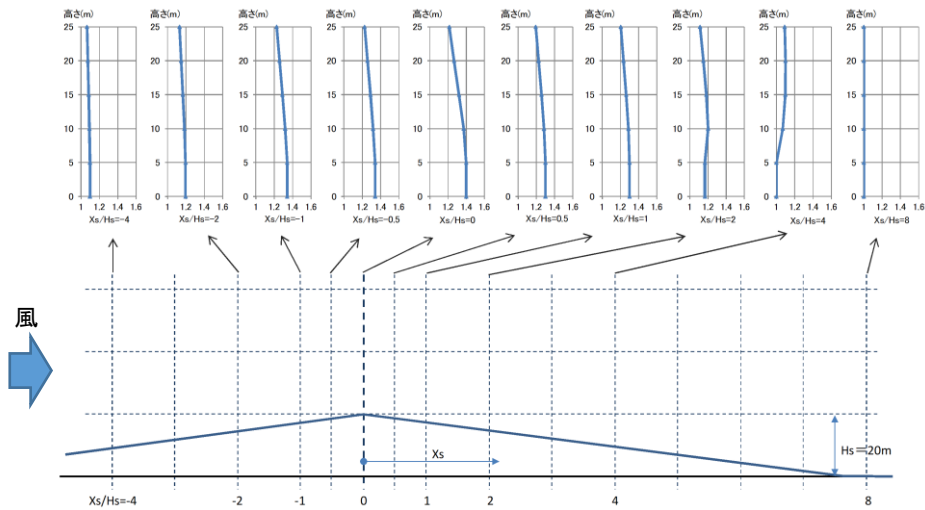


(4) 傾斜角 $\theta_s=45^\circ$

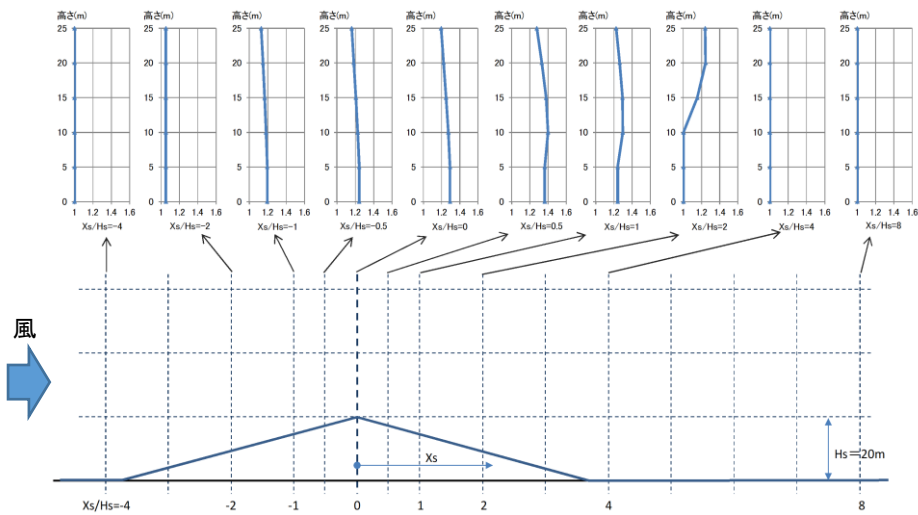


(5) 傾斜角 $\theta_s=60^\circ$

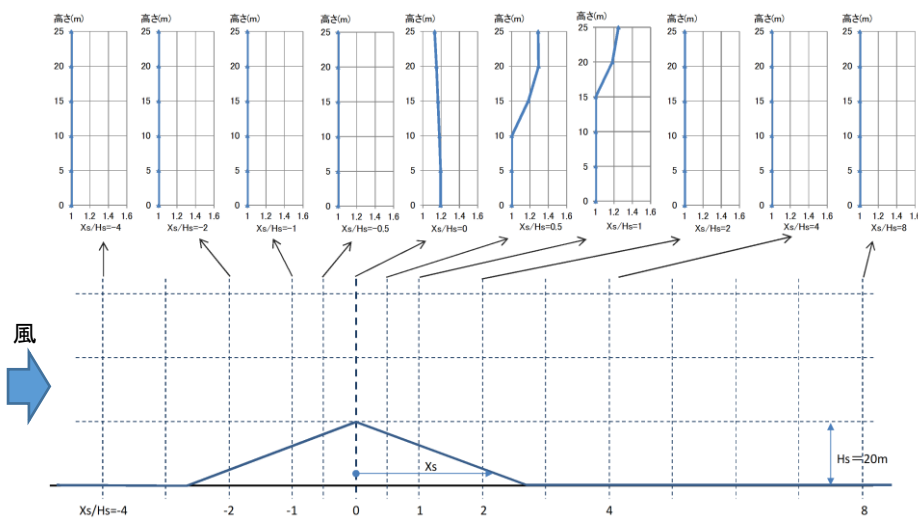
図 A1 風速の割増し係数 E_g (傾斜地: $H_s=20\text{m}$, $Z_b=5\text{m}$ の場合) (つづき)



(1) 傾斜角 $\theta_s=7.5^\circ$

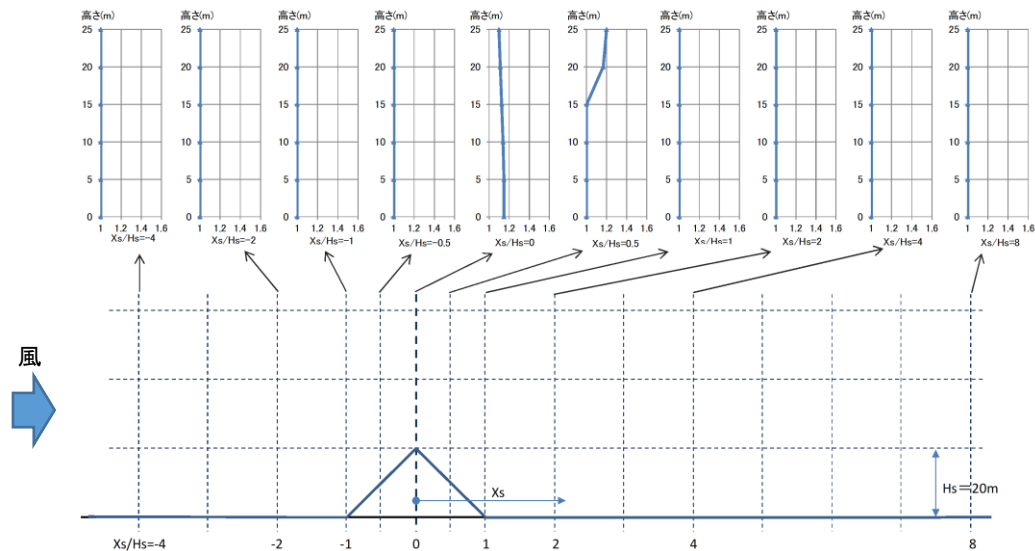


(2) 傾斜角 $\theta_s=15^\circ$

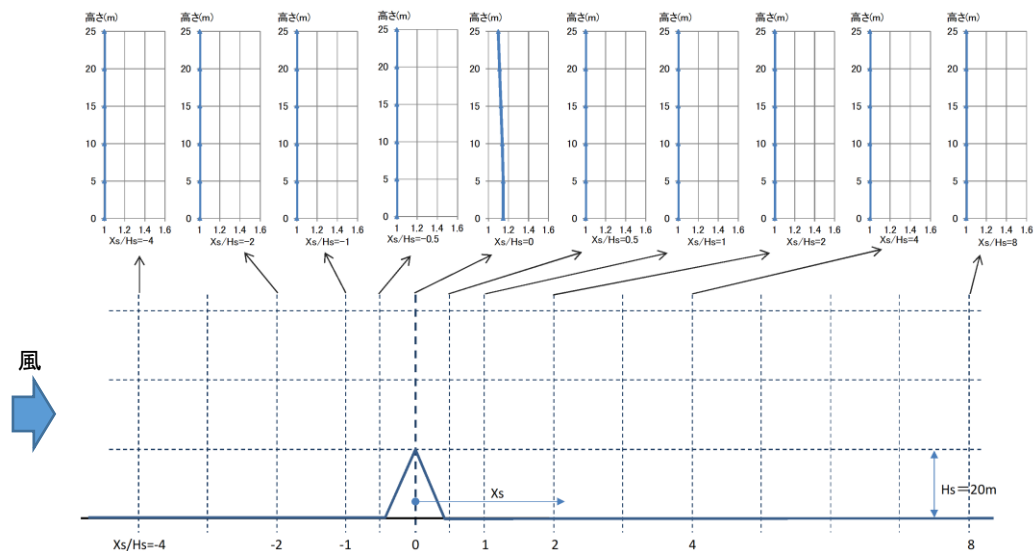


(3) 傾斜角 $\theta_s=30^\circ$

図 A2 風速の割増し係数 E_g (尾根状地形 : $H_s=20\text{m}$, $Z_b=5\text{m}$ の場合)



(4) 傾斜角 $\theta_s=45^\circ$



(5) 傾斜角 $\theta_s=60^\circ$

図 A2 風速の割増し係数 E_g (尾根状地形 : $H_s=20\text{m}$, $Z_b=5\text{m}$ の場合) (つづき)

なお、同指針では小地形の適用範囲を明確に規定していないが、基礎となった風洞実験が数10m~100m程度の傾斜地(上り勾配)や尾根状地形を対象として行われたことが記載されている。この範囲から大きく外れる場合や地形が複雑な場合には、風洞実験や数値流体解析によって風速の割増し係数を適切に評価することが望ましい。

また、建築物荷重指針では、傾斜角 θ_s が 7.5° 未滿の緩勾配の場合には風速の割増しを考慮する必要がないとしている。ところが、近年の研究事例^{A2)}では傾斜角 θ_s が 7.5° 未滿の傾斜地においても風速の増加があることが指摘されている。文献^{A3)}では傾斜角 θ_s が 7.5° 未滿の場合の E_g は、本設計ガイドラインの式(3.1)で求められる $\theta_s=7.5^\circ$ の値を用いて安全側

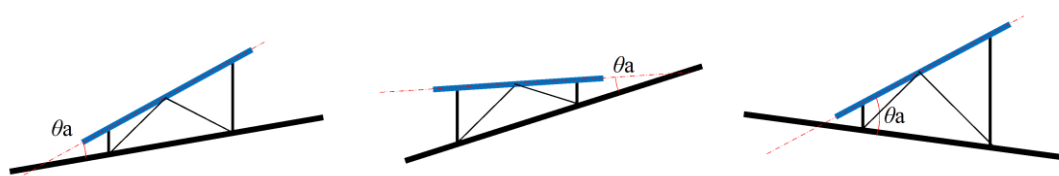
に設定するか、 $\theta_s=0^\circ$ の値を $E_g=1.0$ として傾斜角により直線補間した値を設定することによって、便宜的に与えることができるとしている。このことから、 θ_s が 7.5° 未満の場合で風速増加について考慮する場合にはこれと同様の方法を用いることを推奨する。

2. 風力係数への影響

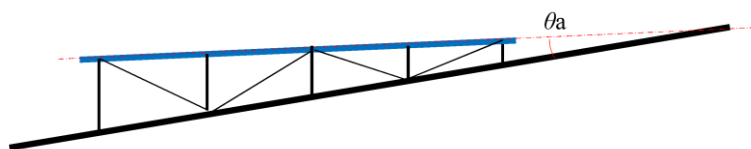
傾斜地に設置される太陽光発電システムのアレイ面に作用する風力係数については既往の研究事例が少なく不明な点が多い。傾斜地に建設される建築物の風荷重について建築基準法（平成 12 年建設省告示第 1454 号）や建築物荷重指針では風速の割り増しに対して考慮することが規定されているが、風力係数への影響については触れられていない。JIS C 8955:2017 においても同様で、同 J I S の解説 d) において風速（環境係数）の割り増しについての記載はあるが、風力係数への影響に関する記載はない。これらのことから、同 J I S に規定された風力係数をそのまま用いることも考えられる。

ところが、近年、地盤面とアレイ面との相対角が大きくなる北側下りの傾斜地にもアレイが設置され、平坦地の場合より風力係数が大きくなる懸念のあるケースも散見される。傾斜地（崖地などの急斜面を除く）における地表面近くの風は地面に沿って流れるため、法肩や法尻を除けば傾斜した地盤面とアレイ面の相対角を用いて風力係数を設定することでほぼ適切に設定できると考えられる。染川らの研究結果^{A4)}においても傾斜地の地盤面とアレイ面との相対角を用いることで、安全に設計できる可能性を示している。これらを総合的に判断し、風洞実験等を行わずにアレイ面の風力係数を簡便かつ概ね安全な値に設定する方法を次に示す。

- 図 A3 のように傾斜地盤面に対するアレイ面の相対角度 θ_a を求める。
- θ_a をアレイ面の傾斜角 θ として本設計ガイドラインの式(6)、式(7)によって風力係数を求める。
- 南・北方向の傾斜地盤だけでなく、東・西方向の傾斜面にも適用する。



(1) 南・北方向の傾斜地盤の例



(2) 東・西方向の傾斜地盤の例

図 A3 風力係数の計算に用いるアレイ面の傾斜角の定義（案）

一方、太陽光発電設備が法肩・法尻にまで設置される場合や複雑な地形に設置される場合には、風洞実験や数値流体解析（CFD）によってアレイ面の風力係数を求めることが望ましい。風洞実験やCFDを適切に実施するためには多くの専門知識を要するため、経験豊富な専門家と相談の上、次の点に注意して実施することを推奨する。

- 地形と太陽光発電設備を適切に再現する。
- 気流は、太陽光発電設備の建設地の地表面粗度区分に対応した乱流とする。
- アレイの風力係数は風向角によって変化するため、順風、逆風の2風向だけでなく、斜めからの風向についても測定（計算）を行う^{注1}。
- 測定（計算）するアレイの風力係数は、平均風力係数（時間平均値）ではなく、ピーク風力係数（正・負の最大瞬間値）とする。
- 測定されたピーク風力係数を想定した気流のガスト影響係数 G_f （本設計ガイドラインの表 4-2）で除して等価風力係数を求める^{注2}。
- 等価風力係数の全風向中の最大値、最小値をもとに設計用風力係数を設定する。
- CFDによる場合には LES（Large Eddy Simulation）を用いることとし、文献 A3）に適合する解析を行う。
- 風洞実験やCFDによって風力係数を求めた場合、地形による風速の割り増し等の効果も含まれるので、専門家と相談のうえ設計用風荷重を決定することを推奨する。

注1：風洞実験では5～10°間隔で測定することが一般的である。CFDにおいてもこれと同等の風向数とすることが望ましい。

注2：JIS C 8955:2017 でのアレイ面の風力係数は、ピーク風力係数をガスト影響係数 G_f で除した等価風力係数に基づいていることから、同様の方法で設計用風力係数を求める。

参考文献

- A1) 日本建築学会，建築物荷重指針・同解説，2015
- A2) 中川，高森，田村，傾斜地形による風速の割増し係数に関する研究—その1：風洞実験結果—，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造I，pp.117-120，2016
- A3) 日本建築学会，建築物荷重指針を活かす設計資料2—建築物の風応答・風荷重評価／CFD適用ガイド—，2017
- A4) 染川，小泉，田畑，谷口，谷池，傾斜地に設置した太陽電池アレイの風力係数（その2）アレイの風力係数，平成25年度日本風工学会年次研究発表会，日本風工学会誌，Vol.38 No.2 (No.135)，2013

以上

地上設置型太陽電池アレイの積雪荷重算定方法について

1. 地上設置型太陽電池アレイにおける積雪荷重算定の流れ

図 B1 に地上設置型太陽電池アレイにおける積雪荷重算定の流れを示す。太陽電池アレイ建設地に応じて地上垂直積雪量 Z_s および雪の平均単位荷重 P を設定する。次に、軒（アレイ面の下端）から棟（アレイ面の上端）までの間が 10m 以上、かつ、勾配が 15° 以下の太陽電池アレイの場合、積雪後の降雨を考慮した積雪荷重を算定する必要がある。その後、軒高（地盤からアレイ面の下端までの高さ）が十分に確保されているか否かを検討し、アレイ面からの滑落雪によって軒先が軒下積雪に埋没する場合、勾配係数 C_s は 1.0 とし、さらに軒先に作用する荷重 P_e を考慮する必要がある。

これに対し、軒高が十分に確保され、軒先が軒下積雪に埋没しない場合は、勾配係数を式 (9) に従って設定する。

最後に、設計用積雪荷重 S_p を算定するとともに、構造計算を行うために荷重のモデル化を行うという流れとなる。

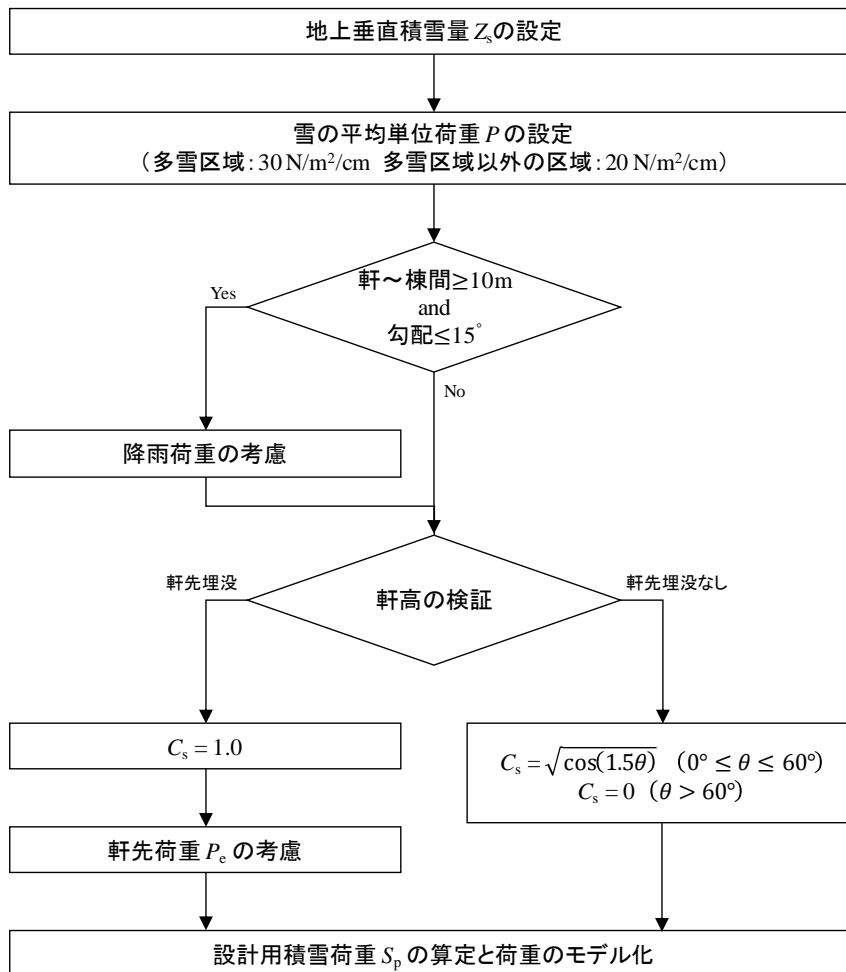


図 B1 積雪荷重算定の流れ

2. 地上垂直積雪量 Z_s について

式(11)の地上垂直積雪量 Z_s は、平成 12 年建設省告示第 1455 号の第 2 (以下、告示という。)に基づいており、特定行政庁が垂直積雪量を定める根拠の一つとなっている。一方、上述本文に記載されているとおり、特定行政庁は、近傍の気象観測地点における地上積雪深の観測資料を用いて 50 年再現期待値を求めることによって垂直積雪量を定めることも可能である。すなわち、垂直積雪量とは、設計者が積雪荷重を評価するために定めるものではなく、特定行政庁が定める値である。

しかし、JIS C 8955:2017 (以下、J I S という。)によると、設計者が式(11)に基づいて垂直積雪量を算定するとともに、特定行政庁が定めた垂直積雪量と比較し、いずれか大きい値を定めることとしている。北海道稚内市を例として、告示に基づいて垂直積雪量を算出すると約 12m となる。一方で、特定行政庁で定めた稚内市の垂直積雪量は 1.3m と定められており、この値は地上積雪深の観測資料を用いて極値統計により算定した 50 年再現期待値と近似する。したがって、特定行政庁では、稚内市の垂直積雪量を告示の式からではなく、地上積雪深の観測資料に基づいて定めていると推察できる。しかし、J I S によると、稚内市の垂直積雪量は約 12m としなければならない。このように、J I S に基づくと、設計者が法外な垂直積雪量を定めざるを得ない場面が生じてしまう。

告示の式は、1993 年版の日本建築学会建築物荷重指針・同解説 (以下、指針という。)を引用している。当時としては、統計処理に耐えうる気象観測地点が少なく、地上積雪深における各年極値の数にも限りがあり、告示の式の精度に期待することはできない。垂直積雪量は多雪区域以外の区域においても定める必要があり、積雪の記録が少なく経験的にも定めることが困難な区域に対して告示の式を参考として提供していると推察される。一方、2015 年に指針が改定されており、1993 年版に比べて統計処理の対象にすることができる気象観測地点は圧倒的に増加しており、さらに各年極値の蓄積が進み、2000 年以降の大雪の記録も考慮されていることから、垂直積雪量の推定精度が向上している。従って、設計者においては、J I S のみならず特定行政庁が定めた垂直積雪量に加えて 2015 年版の指針に示されている値を調査し、あるいは、地上積雪深の観測資料を用いて直接的に 50 年再現期待値を算定するなどして、地上垂直積雪量を適切に設定することが望まれる。

3. 雪の平均単位荷重 P について

建築基準法施行令第 86 条第 2 項によると、多雪区域における積雪の単位荷重は、特定行政庁が定めることとしているが、J I S では 30 N/m²/cm 以上として与えている。なお、多雪区域の定義は J I S の 4.1 節に示すとおりである。

2014 年 2 月に関東・甲信地方において過去最深の積雪を記録する 2 度の大雪に見舞われた。特に、2 度目の大雪である 2 月 14~15 日には、十数棟の大スパン鋼構造建築物の屋根が積雪荷重によって崩落した。また、戸建て住宅に附随するカーポート等のような小規模構造物の倒壊・損傷も数多く発生した。このような被害が拡大した要因として、積雪後の降雨により荷重が増加したことが挙げられている。

こうした被害を受けて国土交通省では、多雪区域以外の区域、すなわち、雪の平均単位荷

重が $20 \text{ N/m}^2/\text{cm}$ 以上とされている地方を対象に積雪後の降雨による影響を考慮し、平成 19 年国土交通省告示第 594 号を改正することによって積雪荷重の規制強化を行った。この改正告示は 2018 年 1 月 15 日に公布され、2019 年 1 月 15 日から施行された。積雪後の降雨による割増荷重を考慮する必要のある建築物としては、棟から軒までの長さが 10m 以上の大スパン建築物の場合、 15° 以下の緩勾配屋根、さらに、鉄筋コンクリート造以外の屋根重量が軽い場合である。太陽電池アレイは、屋根重量が軽いと判断できることから、棟から軒までの長さが 10m 以上であるとともに勾配 15° 以下であるという条件が満たされる場合、改正告示に従って割増荷重を考慮する必要がある。

このような積雪後の降雨の影響を考慮した割増荷重による積雪荷重の強化は、一般の地方で設定されてきた雪の平均単位荷重 $20 \text{ N/m}^2/\text{cm}$ が過小評価されてきたということを示唆している。ここで、関東・甲信地方を代表する気象観測地点における年最大積雪深と等価単位積雪重量との関係を図 B2 に示す。なお、これら気象観測地点の値は 1962~2014 寒候年を対象としており、また、雪の平均単位荷重 $20 \text{ N/m}^2/\text{cm}$ は等価単位積雪重量 2.0 kN/m^3 に相当する。両者の関係をみると、年最大積雪深の増加に伴い等価単位積雪重量が減少する関係が見られ、関東・甲信地方では湿った高密度の新雪が積雪している様子が伺える。一方で、年最大積雪深 0.2m 以上の積雪では等価単位積雪重量 2.0 kN/m^3 を下回るケースが多くなり、関東・甲信地方においても気温が低下してまとまった降積雪に見舞われた場合は現行の等価単位積雪重量の妥当性が示されている。ここで、2014 年大雪時の年最大積雪深および等価単位積雪重量を見ると、東京、横浜および熊谷において等価単位積雪重量 2.0 kN/m^3 を上回っているとともに、設計用積雪荷重 0.6 kN/m^2 ($30\text{cm} \times 20 \text{ N/m}^2/\text{cm}$) も上回っている。すなわち、設計用積雪荷重を算定するための雪の平均単位荷重 $20 \text{ N/m}^2/\text{cm}$ では過小評価であったことを示している。

したがって、一般の地方における設計用積雪荷重を評価する場合は、改正告示の適用範囲に関わらず、積雪後の降雨の影響を考慮することが望ましい。

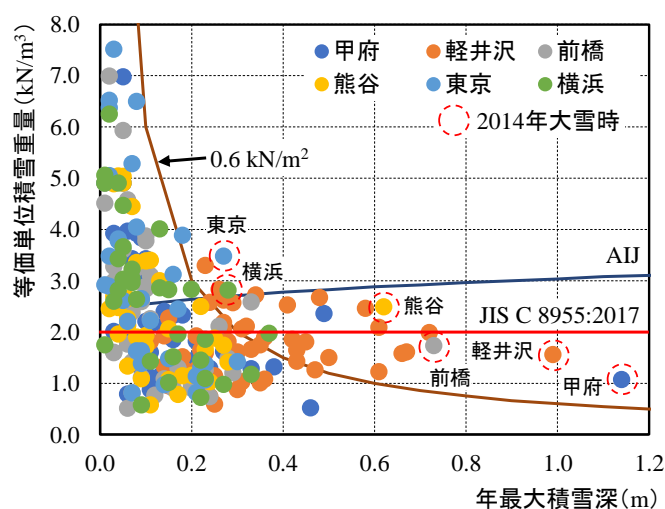


図 B2 関東・甲信地方を代表する気象観測地点の年最大積雪深と等価単位積雪重量との関係

4. 降雨荷重の考慮について

前述のとおり、棟から軒までの長さが 10m 以上の大スパン太陽電池アレイの場合、かつ、15° 以下の緩勾配太陽電池アレイの場合は、改正告示に従い積雪後の降雨を考慮した積雪荷重を算定する必要がある。なお、積雪荷重の割り増しは、次式の割増し係数を乗じることにより行う。

$$\alpha = 0.7 + \sqrt{\frac{dr}{\mu b \cdot d}}$$

ここで、 α 、 dr 、 μb および d は、それぞれ次の数値を表すものとする。

α : 割増し係数 (当該数値が 1.0 未満の場合は、1.0)

dr : アレイ面の特定緩勾配部分の最上端から最下端までの水平投影の長さ L およびアレイ勾配 θ に応じて、次に掲げる数値 (m)

最上端から最下端までの 水平投影長さ L (m)	アレイ勾配 θ (度)	dr の数値
10	2 以下	0.05
	15	0.01
50 以上	2 以下	0.14
	15	0.03

この表に掲げる最上端から最下端までの水平投影長さおよびアレイ勾配の数値以外の当該数値に応じた dr は、表に掲げる数値をそれぞれ直線的に補間した数値とする。

μb : 建築基準法施行令第 86 条第 4 項に規定する屋根形状係数

d : 垂直積雪量 (m)

多くの太陽電池アレイにおいては、アレイ面の最上端から最下端までの水平投影長さ L が 10m 未満であるので上述の積雪荷重の割り増しの適用外となるが、水平投影長さ L が 10m 未満のアレイについても割り増しすることが望ましい。その場合には、水平投影長さ L に応じた割増し係数 α を次の手順で求めることができる。

- 1) アレイ勾配 θ について、水平投影長さ L が 10m、50m に対応する dr_{10} 、 dr_{50} を求める
- 2) 対象アレイの水平投影長さ L に対応する dr_L を dr_{10} と dr_{50} から直線的に外挿して求める
- 3) 上記 dr_L 、垂直積雪量 d 、屋根形状係数 μb を用いて割増し係数 α を求める

5. 軒高の検証について

積雪地域における地上設置型太陽電池アレイは、アレイ面からの滑落雪を考慮し、軒先が積雪で埋没しない軒高を設定することが基本となる。ここで軒高の検討例について、図 B3 に軒下積雪算定モデルを、図 B4 にアレイ面の長さ $l=3, 4, 5$ および 6m ごとに示した地上垂直積雪量 Z_s と軒先が埋没しない軒高、すなわち、軒下積雪深さとの関係を示す。軒下積雪算定モデルはアレイ面の積雪を Z_s とし、一度の滑落雪で軒下積雪の深さを算定するもの

であり、滑落雪によって積雪密度が ρ_1 から ρ_2 へと圧密することを考慮している。

図 B4 は $\rho_1=300 \text{ kg/m}^3$ 、 $\rho_2=450 \text{ kg/m}^3$ として算定した軒高であり、 $l=4.0 \text{ m}$ で $Z_s=1.0 \text{ m}$ の場合は軒高を 2.0 m 程度にする必要がある。なお、本モデルで算定した軒下積雪深さはアレイ面の勾配依存性が小さかったことから、軒高検証の段階においては勾配係数 C_s を考慮せず、安全側で軒下積雪深さを算定している。

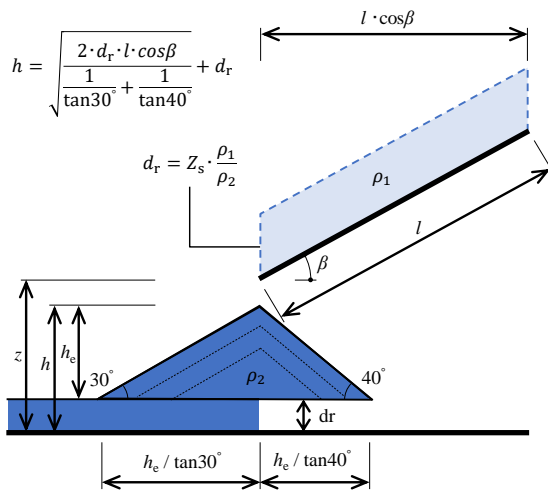


図 B3 軒下積雪深さ算定モデル

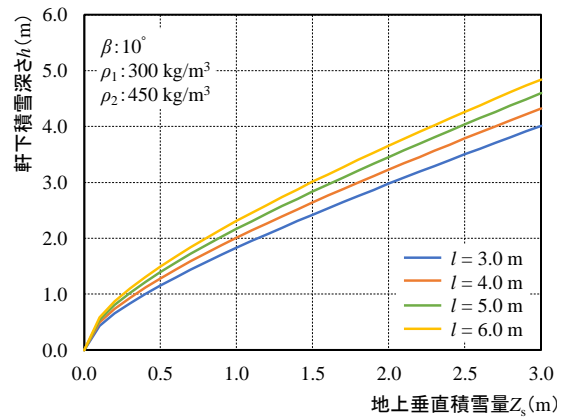


図 B4 アレイ長さ l ごとの地上垂直積雪量 Z_s と軒下積雪深さ h との関係

6. 軒先埋没の有無と積雪荷重評価との関係

軒高が低く、アレイ面からの滑落雪によって軒下積雪が増加して軒先が埋没した場合、勾配係数 C_s は軒高が十分確保された場合となる異なる傾向を示す。ここで 2016 年度および 2017 年度に札幌市で実施した勾配 10° 、 20° および 30° の地上設置型太陽電池アレイ試験体を用いた積雪荷重の屋外測定において得られた勾配係数 C_s を図 B5 に示す。なお、この屋外測定で用いた試験体は、軒先が冬期の早い段階で埋まる仕様となっており、また、アレイ面積雪の最大値はいずれの測定日においても軒先の深さである。

屋外測定で得られた C_s と J I S の式(9)および式(10)とを比較すると、勾配 10° および 20° の C_s は式(9)を下回るものの、勾配 30° の場合においては、地上積雪深が小さいケースではあるものの、式(9)を上回っている。このように、軒先が積雪で埋まってしまう場合はアレイ軒先の積雪量が増加しており、 C_s は式(9)および式(10)に基づくことができない。

このことから、軒下積雪で軒先が埋没する場合の C_s は 1.0 を原則とする。これに対し、式(9)および式(10)が適用できるのは、軒先が軒下積雪で埋没しない十分な軒高の確保が必須となる。

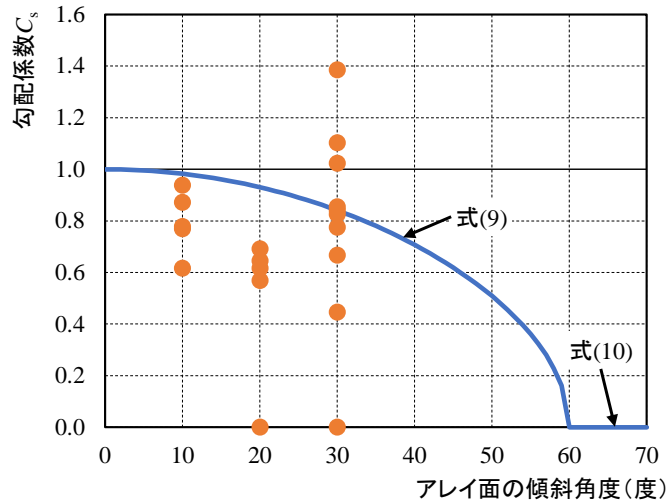


図 B5 札幌市で実施された積雪荷重の屋外測定で得られた勾配係数 C_s

これまで積雪地域に導入された太陽電池アレイの実績を概観すると、図 B4 に示されているようなアレイ軒高を確保しているとは言い難い。ここで、勾配 10° および 30° のアレイ軒高が低い場合における軒下積雪状況の事例を写真 B1 に示す。なお、本事例は札幌市の場合であり、地上垂直積雪量 Z_s は 1.4m、アレイ軒高は 0.7m となっており、アレイ軒高は地上垂直積雪量に対して十分低い状態である。

いずれの勾配においても、軒下積雪が飽和状態であり、アレイ面の積雪と繋がっている。このような状態になると、図 B6 に示すように、緩勾配アレイではゆっくりとした滑動によってアレイ面積雪が軒先からせり出し、そのせり出した分の積雪荷重 P_e が軒先に作用する。これに対し、急勾配アレイでは、アレイ面の軒下とで生じる積雪沈降量の差異によって沈降荷重 P_e が軒先に作用する。



写真 B1 軒下積雪の状況（札幌市を例として）

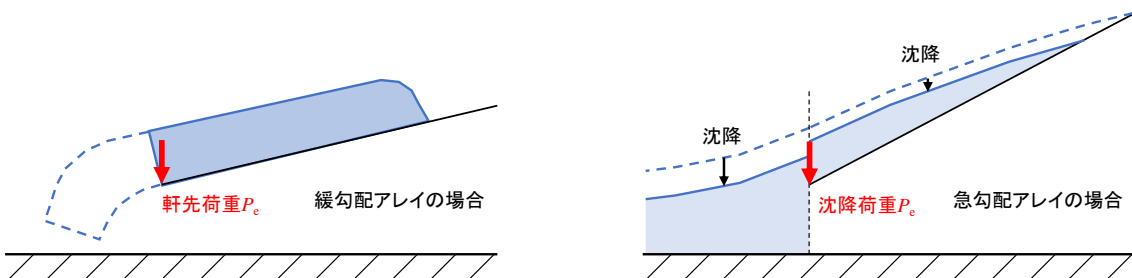


図 B6 軒先荷重のメカニズム

ここで、札幌市、青森市および新庄市で実施した勾配 10° 、 20° および 30° の太陽電池アレイ試験体を用いた積雪荷重の屋外測定の結果を図 B7 に示す。なお、上段にはアレイ全体に作用した積雪荷重、下段には軒先荷重の日最大値を示している。

積雪荷重の最大値はいずれの地点においても 2 月下旬から 3 月上旬にかけて記録されており、勾配の増加に伴い積雪荷重の最大値が減少する関係が見られる。これに対し、軒先荷重を見ると、札幌市においては積雪荷重の最大値が発生した時期に軒先荷重が最大となる傾向が見られる。しかし、青森市および新庄市の場合を見ると、勾配 10° においては軒先荷重の最大値が積雪荷重と同時期に発生しているものの、勾配 20° および 30° の場合は、比較的早期に軒先荷重の最大値が発生しており、さらに、勾配依存性も見られない。勾配 20° および 30° では、沈降荷重が軒先に作用したものと考えられ、その最大値が発生した時期の気象状況を見ると、多量降雪直後に気温が上昇しており、積雪が十分に沈降する条件が満たされていた。

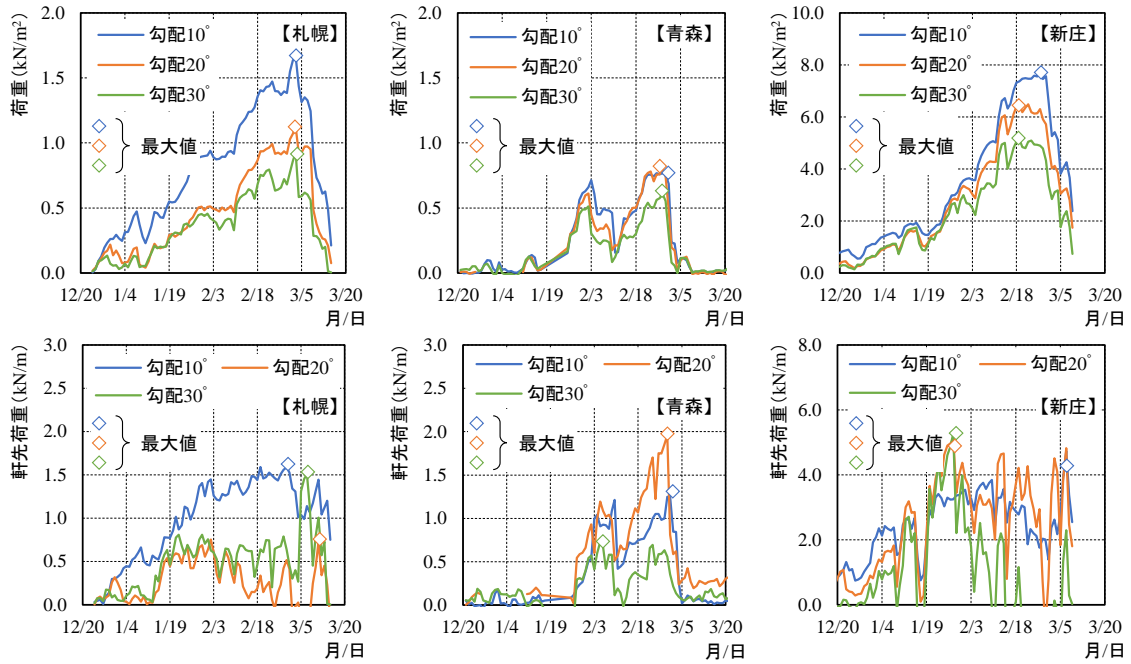


図 B7 札幌市、青森市および新庄市における積雪荷重および軒先荷重の測定結果

これら屋外測定で得られた軒先荷重と既往の最大沈降力とを比較すると、以下のようになる。なお、既往の最大沈降力は、荘田の式および須藤・中俣の式の2つを対象とした。

$$\text{荘田の式} \quad F_{s\max} = 9.8 \times 1.7(S_{\max}/9.8)^{1.5} \quad (\text{B.1})$$

$$\text{須藤・中俣の式} \quad F_{s\max} = 1.4S_{\max} \quad (\text{B.2})$$

ここに、 $F_{s\max}$: 最大沈降力 (kN/m)
 S_{\max} : 最大積雪荷重 (kN/m²)

最大積雪荷重 S_{\max} は、地上垂直積雪量 Z_s に多雪区域における雪の平均単位荷重の下限値 30 N/m²/cm を乗じて算定した。図 B8 に前項の屋外測定で得られた軒先荷重を式 B.1 および B.2 と比較した結果を示す。屋外測定で得られた軒先荷重は、勾配依存性が低い一方で地上垂直積雪量との依存性が高く、式 B.1 および B.2 に 2/3 を乗じて得られる最大沈降力と近似している。

このように、式 B.1 および B.2 を用いてアレイの軒先荷重を算定することが可能であり、アレイ軒高の確保が不十分の場合は、この軒先荷重を考慮してアレイ面に作用する荷重のモデル化を行う必要がある。

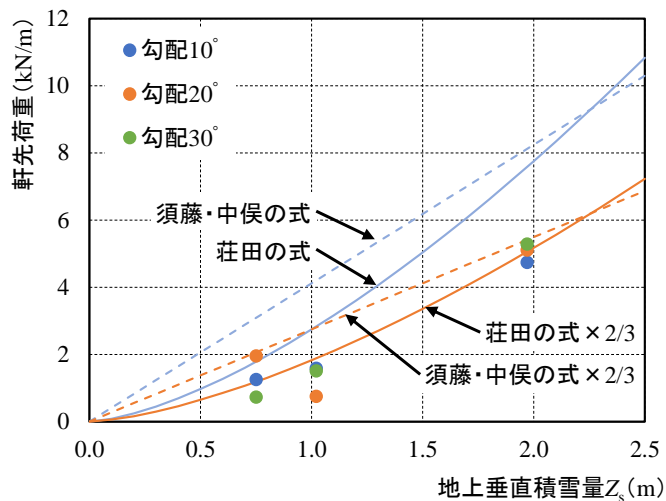


図 B8 地上垂直積雪量と軒先荷重との関係

謝辞：

本技術資料は、N E D O（国立研究開発法人新エネルギー・産業技術総合機構）の『太陽光発電システム効率向上・維持管理技術開発プロジェクト』の一環として、A I S T（国立研究開発法人産業技術総合研究所）へ委託された「太陽光発電設備の安全化に関する実証試験および研究」に係る成果の一部であり、千葉隆弘教授（北海道科学大学）に執筆をして頂きました。関係各位に感謝申し上げます。

以上

杭基礎上に設置する架台のモデル化について

1. 柱脚接合部のモデル化と杭のモデル化

柱脚の接合部の剛性評価は上部構造の応力や水平変位に影響を与えるので適切に評価する必要がある。なお、ピンと評価する場合は、評価することによる悪影響はないか、半固定の場合はばね定数が適切に定められているか、固定と評価する場合は、応力が伝達できるだけでなく、剛性も正しく評価されているか、などにも注意を払う必要がある。

なお、杭頭に生ずる水平変位が架台の応力状態に影響を与える場合については、この影響を評価するには架台柱脚のピン、固定や半固定のモデル化では行えないことから、以下に示す解説によるモデル化で評価を行うこととする。また、杭頭の水平変位が判っている場合については、柱脚にその水平変位を強制変位として与え、架台に与える影響を評価することも可能である。

杭に水平変位が生じても架台の応力状態に影響を与えない場合については、従来どおりに柱脚を適切に評価した架台の解析を行えば良いことになり、杭頭の水平変位は架台の水平反力を用いて求めることになる。

2. 杭頭変位が架台に与える影響の評価

杭頭の水平変位が架台に与える影響を定量的に評価する場合には、杭頭の水平変位を考慮できる構造モデルによる解析が必要となる。一般的には杭と架台を一体化したモデルを用いるか、杭をばねに置換し架台の柱脚にそのモデルを設置した構造モデルを用いる。どちらのモデルでも解析結果は同じになる。

① 杭と架台を一体化したモデル化

杭の鉛直方向の変位（押し込みと引抜き）は、杭先端のばねで評価する。押し込みと引抜きでばね定数が異なる場合は、それぞれの場合でばね定数を使い分けることとする。杭の水平方向のばねは、杭の長さ方向にばねが分布するとし当該箇所のばね定数を算定する。

鉛直ばねが架台の変形に影響を与えない場合は、鉛直ばねを無限大の剛度、すなわち、杭先端が沈下しないとしてピン支持とすることができる。

また、杭頭と架台の接合部は実情に応じピン、固定、半固定と固定度を評価する。

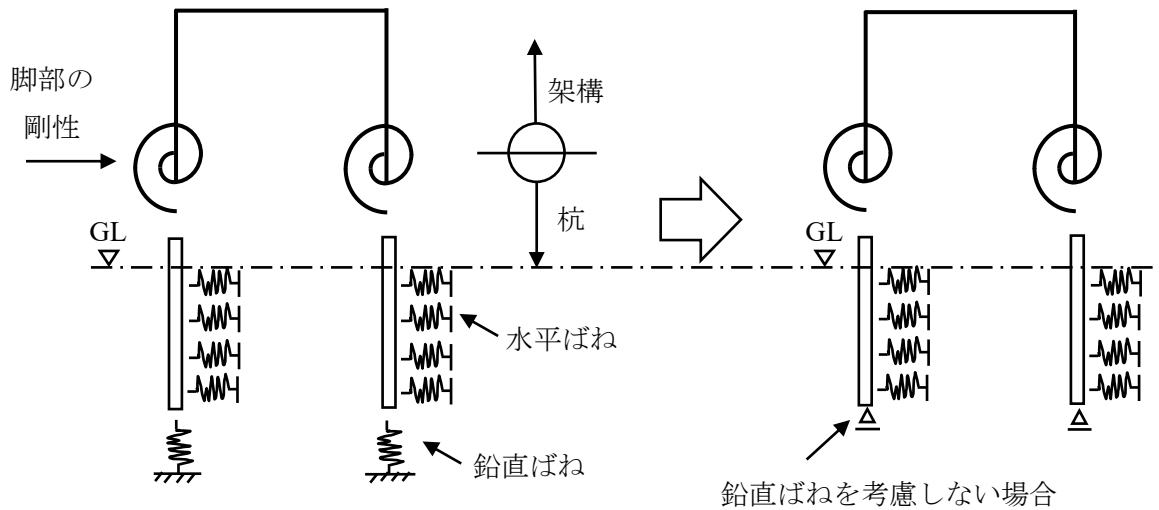


図 C1 杭と架台を一体化したモデル例

② 杭をばねに置換するモデル化

杭を鉛直ばねと水平ばねに置換し、これらのばねを架台脚部に設けることで、杭の効果を考慮した架構モデルを作成する。

杭頭におけるばね定数を求める方法は、解析による方法と実験による方法の2つがある。解析による方法は、杭に前述の鉛直変位ばね、水平変位ばねを用いて行う。杭頭に鉛直荷重を作用させた時の荷重と変位の関係から杭頭での鉛直ばねを求める。同様に、杭頭に水平荷重を作用させた時の荷重と水平変位の関係から杭頭での水平ばねを求める。

これらのばねで杭の性能を評価できるので、これらのばねを架台の柱脚部に設ける。このようにモデル化することで、①の杭と架台が一体化したモデルと等価なモデルが出来る。

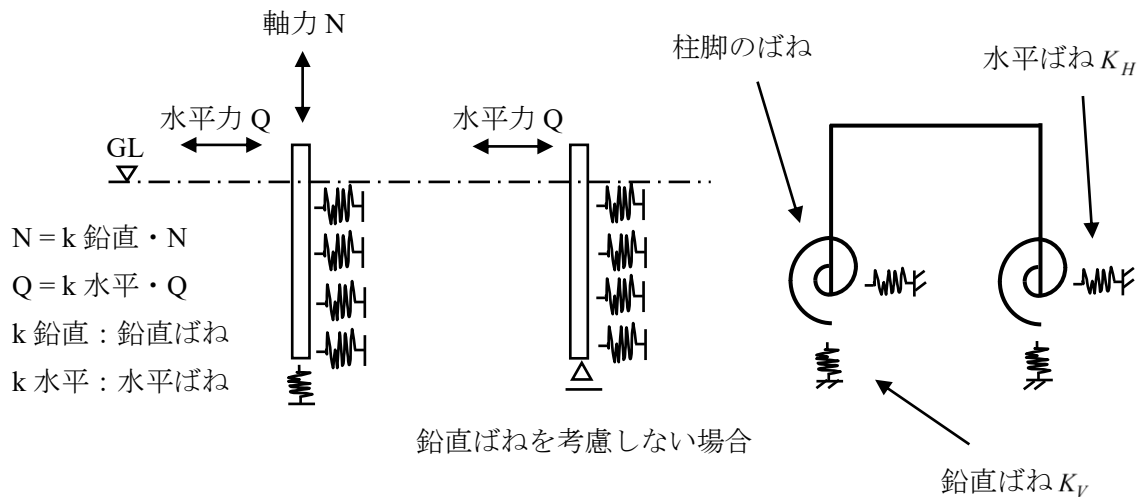


図 C2 杭をばねに置換するモデル例

また、杭頭の鉛直ばね及び水平ばねは、現地で施工された杭を用いて杭に鉛直荷重を載荷することで得られた荷重-変形関係から鉛直ばね、水平荷重を載荷することで得られた荷

重一変形関係から水平ばねを求めることもできる。この場合は、ばねが繰り返し载荷により影響を受ける場合は、それを考慮することとする。

鉛直ばねについては、前述のとおり、沈下の影響がない場合は杭先端をピン支持とすることが出来る。

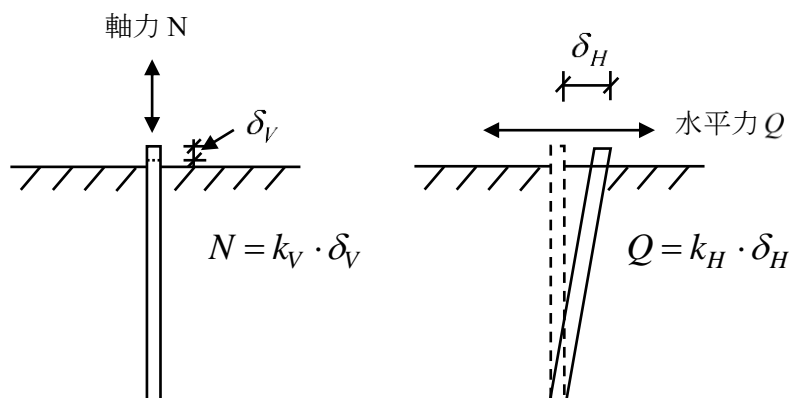


図 C3 杭頭の鉛直ばね及び水平ばね

3. 杭頭の相対水平変位が太陽光発電架台に与える影響

杭頭AとBに水平力が作用することで杭頭Aの水平変位と杭頭Bの水平変位が生ずる。変形前の杭頭AとBの間隔と変形後の杭頭AとBの間隔の差を杭頭の相対水平変位と言う。

太陽光発電架台の場合には、杭頭が移動しないという前提でトラス構造が成立している。外力により杭頭A及びBに水平変位が生じて、杭頭AとBの水平変位が同じであれば、太陽光発電架台が剛体的に水平移動した状態、すなわち、杭に相対水平変位が生じないので、トラス構造が維持されていることになる。

しかし、杭頭AとBの間隔に変化が生ずれば、すなわち、両者の杭に相対水平変位が生ずれば、C部に曲げが生じ軸力系の構造形式（トラス構造）から曲げ系の構造形式（ラーメン構造）に変わることになる。この杭頭の相対的な水平変位により生ずる曲げモーメントが無視出来ない大きさであれば、このモーメントを考慮した部材の断面算定を行う必要が生じる。

図 C4 に示す太陽光発電架台の形状であれば、一般的に次のことが言える。風荷重や地震荷重の場合は、杭頭Aと杭頭Bに作用する水平荷重は同じ方向であるので、両者の杭頭は同じ方向に変位する。従って、相対水平変位は同じ方向の水平変位の差であることから、大きな値とはならない傾向にある。一方、積雪荷重の場合は杭頭Aと杭頭Bに作用する水平力は杭頭Aと杭頭Bの間隔が広がる方向の相反する方向となり、相対水平変位は両者の絶対値の合計となることから、大きな値となる傾向にある。

積雪荷重で杭頭の相対水平変位が大きくなることでC部に大きな曲げモーメントが生じ断面設計が困難となる場合には、杭頭AとBを繋ぎ材で結ぶことも有効な手段である。繋ぎ材により杭頭AとBの間に相対水平変位が生ずることを防ぐことで、C部に曲げが生じることを防ぐ。

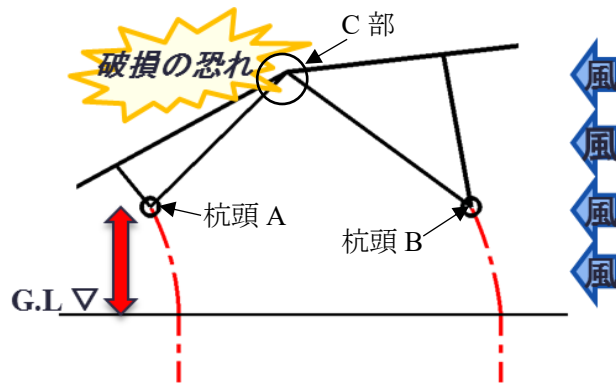


図 C4 水平力を受ける場合の架台と杭の変形

4. 杭と架台一体化モデルによる耐力評価の例

耐力評価を行うにあたり、架台のみのモデルと杭と架台一体化モデルの設計計算を行い比較することにした。

設計計算は、図 C5 に示す杭を省いた架台のみのモデルと図 C6 に示す杭と架台を一体化したモデルとで実施した。一体化モデルは、図に示すように杭に水平方向地盤バネを考慮した。設計条件は、表 C1 に示す。

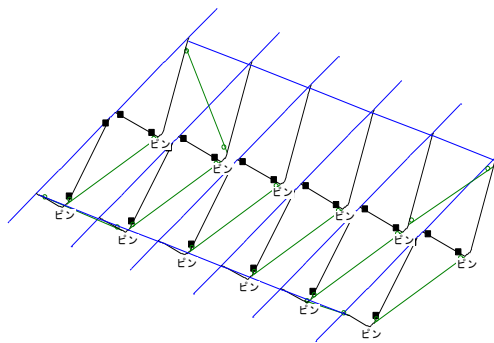


図 C5 計算モデル図(架台のみ)

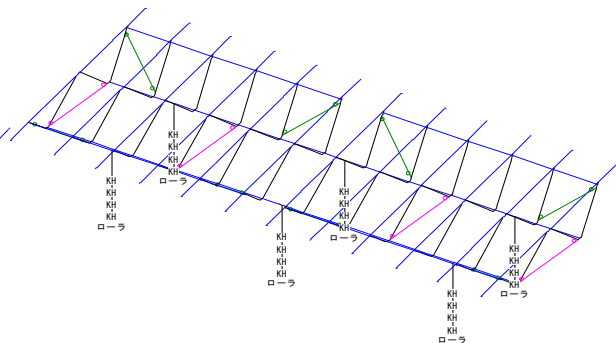


図 C6 計算モデル図(杭と架台の連成)

表 C1 設計条件

風荷重	粗度区分	III
	基準風速	34m/s
パネル面	傾斜角度	10°
地盤	砂質土	換算 N 値：4

図 C7 に架台のみモデルと杭と架台連成モデルでの負圧風荷重時の変形量の結果を示す。パネル受け端部の変形量を比較すると、架台のみモデルで 1.81mm、杭と架台連成モデルで 5.5mm となっており、杭の変形を考慮しているため変形量が大きくなっているのが分かる。ただし、パネル受け端部の相対変形量は、それほど差がない結果となった。

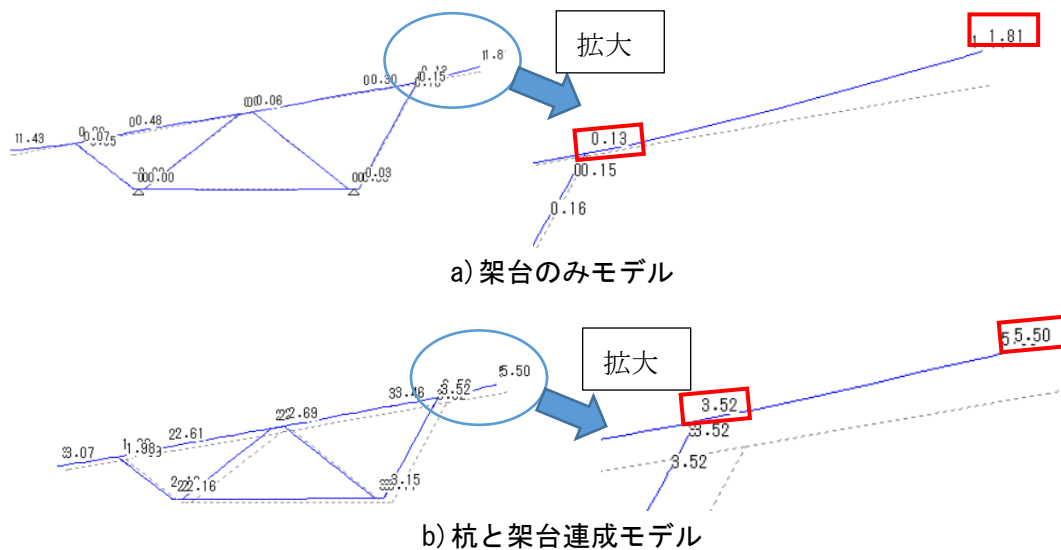


図 C7 変形量（風荷重：負圧）

図 C8 に架台のみモデルと杭と架台連成モデルでの負圧風荷重時の曲げモーメント図を示す。

図中の赤枠で囲んだ数値は、曲げモーメントの最大値でパネル受けの先端に発生しており、架台のみモデルも杭と架台連成モデルも同じ位置、同じ値となっている。しかし、緑枠で囲んだパネル受け中央部での曲げモーメントは、架台のみモデルよりも杭と架台連成モデルのほうが数値は高くなっていることが分かる。

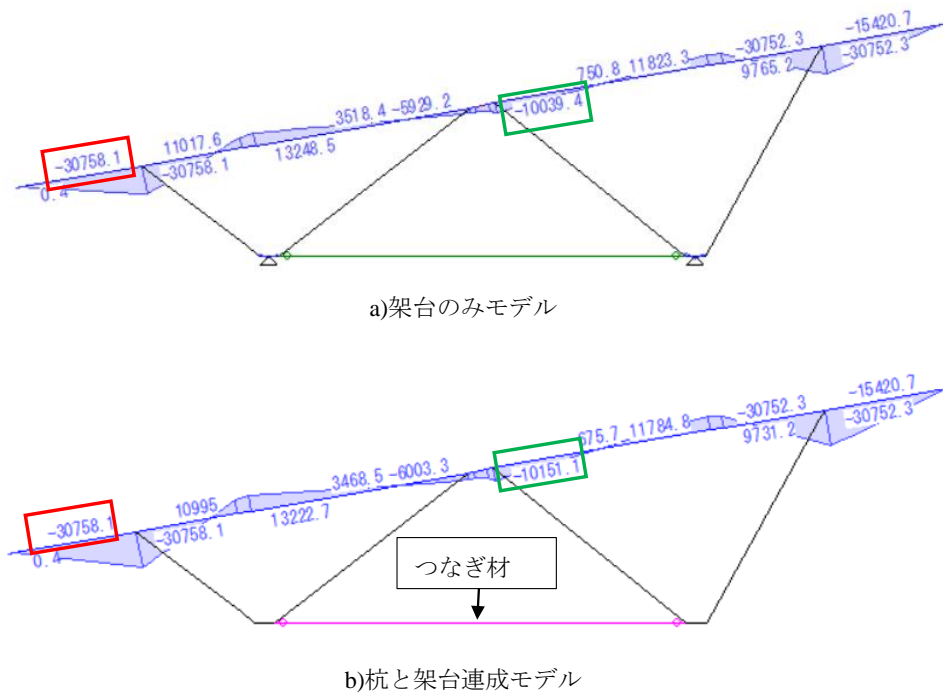


図 C8 曲げモーメント図（風荷重：負圧）

以上の結果より、設計計算において架台のみモデルと杭と架台一体化モデルとで、結果を比較して、以下のことが分かった。

- 杭と架台一体化モデルは、杭の変形が考慮されるので架台全体の変形量は大きくなることが分かった。
- 杭と架台一体化モデルで計算した応力値は、架台のみモデルよりも大きくなる可能性があることが分かった。

今回の杭と架台一体化モデルでの設計計算による耐力の検証では、架台のみモデルと比較して、それほど大きな差は現れなかったのは、図 C8 b)に示す南北方向のつなぎ材の効果だと考える。このつなぎ材の効果があっても、杭の変形によって架台の変形量や応力に影響を与えることは確認できた。

多種多様なモデルでの検証が必要ではあるが、架台の構造形式によっては、杭と架台一体化モデルによる設計計算が重要になると考えられる。特に、柱が杭と兼用されていて1本で支えられている構造や南北の杭を杭頭部でつないでいない構造である。南北の杭をつないでいない構造については、積雪荷重によって南北の杭で変形方向が異なることが起こると考えられ、そのような現象を再現するためには、架台と杭連成モデルを用いることを推奨する。

以上

地上設置型太陽光発電システム用架台の耐風性能試験

1. 概要

FIT法制定により太陽光発電システムの導入拡大は実現されたものの、太陽電池モジュールの脱落・飛散や架台の損壊等の構造面での問題が発生している。

本資料では、市場に普及している実大の地上設置型太陽電池架台（以下「架台」という。）の耐風性能試験より得られた結果から破壊の傾向を分析することで、架台設計時の留意点を抽出した。

2. 試験装置

試験の装置には、圧力チャンバー方式動風圧試験装置（以下「試験装置」という。）を用いた。圧力チャンバーは可動式とし、様々な架台の大きさに対応可能なようにした。また、加圧ファンの性能は、架台の破壊及び太陽電池モジュールの破壊まで加圧が可能な仕様とした。

試験装置の概要を図 D1、試験装置の仕様を表 D1 に示す。



図 D1 圧力チャンバー方式動風圧試験装置

表 D1 試験装置の仕様

正式名称	大型水平動風圧試験装置
圧力チャンバーサイズ	幅:1.5~16m×奥行:1~6m×高さ:1~4m（可変式）
加圧能力	正：0~15,000Pa、負：0~▲15,000Pa（▲:マイナス） 正・負：±7,500Pa（正弦波脈動加圧可）
加圧ファン	シロッコファン 55kW（200m ³ /min、8,500Pa）×2機

3. 試験体

3.1. 試験体の設計条件（選定条件）

架台の試験体選定としては、構造形式の網羅性から一般的な構造形式だけではなく、特殊な構造形式も選定した。（表 D2）

架台の試験体に要求する基本的な設計条件は、表 D3 に示す。また、架台の列数については、列方向に連結していく架台仕様であれば支点スパンが 2 スパン以上となる列数とし、メーカーにより 1 アレイ当たりの列数が設定されているのであれば最大列数の仕様とした（図 D2）。

表 D2 試験体一覧（抜粋）

No.	構造形式	構造形式図		材質	No.	構造形式	構造形式図		材質
		側面	背面				側面	背面	
i	ピン構造			鋼製	iv	柱構造			アルミニウム + 鋼製
ii	方づえ + ピン構造			鋼製	v	柱構造			アルミニウム + 鋼製
iii	ピン構造			アルミニウム製	vi	ピン構造			鋼製 単管パイプ

表 D3 試験体の設計条件

設計用基準風速	34m/s	参考値。架台メーカーの仕様による
地表面粗度区分	III	
垂直積雪量	50 cm	参考値。架台メーカーの仕様による
雪の単位荷重	20N/m ² /cm	一般の地域
アレイ面傾斜角度	20 度	水平面に対する角度
モジュール段数	4 段	
モジュール向き	横置き	モジュール長辺が架台列方向と平行
材質	鉄 or アルミニウム合金	

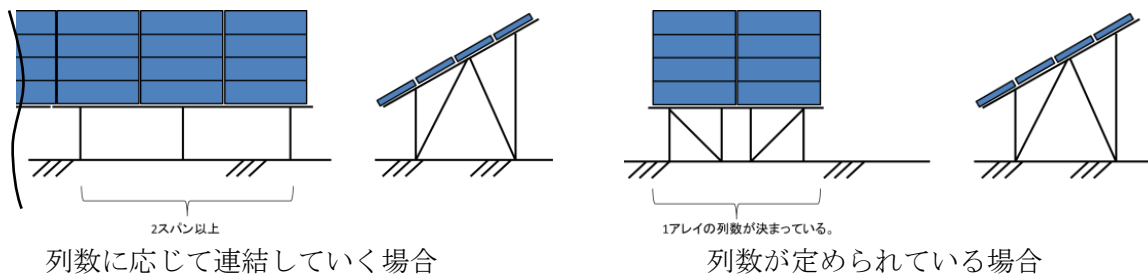


図 D2 列数について

3.2. モジュール仕様

試験体となる太陽電池モジュールの仕様を表 D4 に示す。架台への固定位置については、メーカー指定の位置に取り付けるものとした。

表 D4 太陽電池モジュールの仕様

サイズ	1,650×991×40mm	
重量	19.5 kg	
固定用孔	φ9	
固定ボルト	M8※ボルト固定の場合	
固定箇所数	4箇所	
耐荷重（正）	2,400Pa	
耐荷重（負）	▲2,400Pa	

4. 試験方法

動風圧試験装置に試験体を緊結し、モジュール裏の圧力を加圧・減圧することにより、風荷重の正圧および負圧を再現した荷重を与えて試験体の耐風性能を評価する。(図 D3)

荷重を与えることにより試験体の変位するため、装置と試験体が接触しない程度の離隔を設けて試験体を設置する。なお、漏気により装置内の圧力が抜けてしまわないように、装置と試験体の隙間には漏気防止処置を施す。(図 D4)

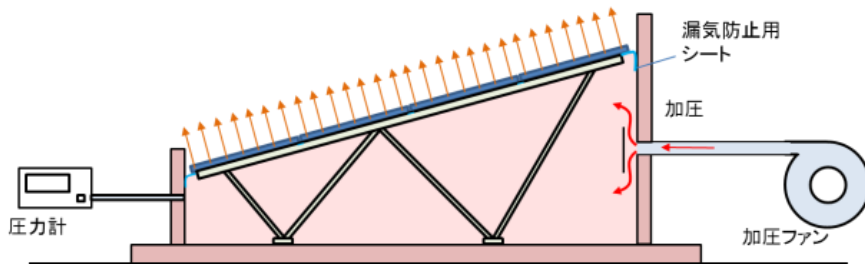


図 D3 加圧の概念（負圧時）



図 D4 左：試験体の設置例



図 D4 右：漏気防止処置例（正圧時）

加圧は、図 D5 に示す加圧手順で加圧および除荷を段階的に繰り返し載荷する。

変位量が極端に増加する等の事象が発生した場合、試験体各部の変形状況の観察等を行い、適宜記録する。試験体に設置した変位計により载荷段階ごとの試験体各部の変位量および残留変位量を測定する。変位計の位置は部材の塑性変形、接合部の破壊・滑り等が変位量で確認できる位置とする。(図 D6)

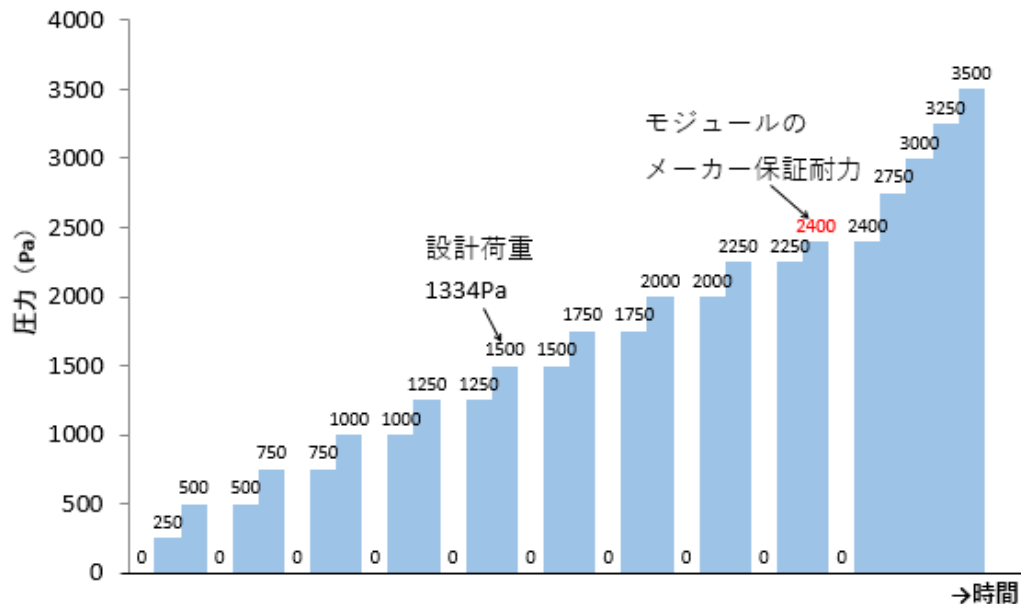


図 D5 载荷試験の荷重ステップ例

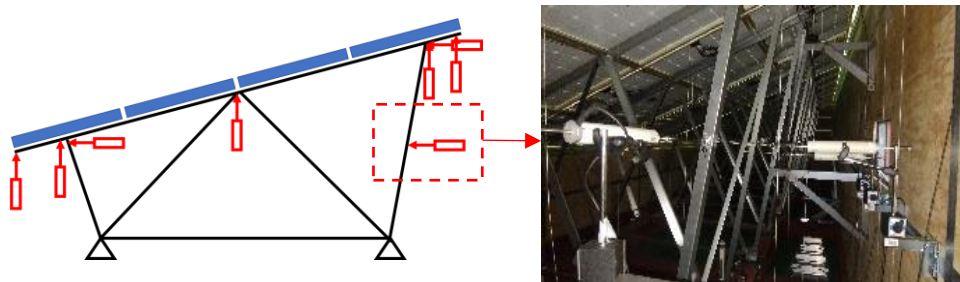


図 D6 変位計取付例

5. 試験結果

試験結果として、過半数の架台では接合部の滑りや変形により架台全体が崩壊した。(図 D7、図 D8)

一部の試験体については、設計荷重を大きく上回る荷重で架台ではなく太陽電池モジュールの破壊が先行するものもあった。



図 D7 接合部の滑り



図 D8 柱脚接合部の滑り



(左：長孔部の滑り、右：クランプのすべり)

なお、これらの破壊以外にも試験体の変形が極端に大きく、試験体が破壊に至るまでに圧力チャンバーの壁面に試験体が接触して試験を終了する場合もあった。

以上の結果を踏まえて、破壊および終局と判断する条件を以下のように定め、試験結果一覧を表 5-1 に示す。

- 部材が破壊した場合（座屈、折損）
- 接合部に滑りや変形による破壊が生じた場合
- 試験体に著しい変形（100mm以上）が生じ、試験体の一部が試験装置に接触した場合

表 D5 試験結果一覧

No.	材質 段×列	正圧荷重					負圧荷重				
		①設計荷重 (Pa)	②破壊荷重 (Pa)	安全率 (②/①)	破壊形態	破壊箇所	①設計荷重 (Pa)	②破壊荷重 (Pa)	安全率 (②/①)	破壊形態	破壊箇所
i	鋼製 4段2列	1294	4250	3.28		支柱の座屈	1666	4750	2.85		モジュールフレームのせん断破壊
ii	鋼製 4段4列	1294	1750	1.35		縦棧の後側片持ち部が座屈	1666	3750	2.25		縦棧と方づえの接合部が座屈
iii	アルミニウム製 4段5列	1036	1000	0.97		縦棧と支柱の接合部がすべり、終局は縦棧が圧力チャンバーの壁面に接触	1334	1250	0.94		縦棧と横棧を接合する金具が変形。終局は後側脚の接合部がすべった
iv	アルミニウム+鋼製 4段5列	1036	2250	2.17		変形量が極端に大きく、圧力槽壁面に接触	1334	3750	2.81		縦棧と方づえ接合部の金具が破壊
v	アルミニウム+鋼製 4段6列	688	2000	2.91		前側柱頭の金具が破壊	853	3500	4.10		後側柱頭の金具が破壊
vi	鋼製 (単管パイプ) 4段4列	1036	1250	1.21		クランプが部材軸周りに回転。終局はクランプが軸方向にすべり崩壊。	1334	1250	0.94		クランプが部材軸周りに回転。終局時は後側柱脚部のクランプが抜けて崩壊した

6. 設計時の留意点（参考）

試験体の破壊の傾向として、部材断面の座屈、接合部の破壊、太陽電池モジュールの脱落に大別される中、接合部の破壊が顕著であった。図 D9、D10、D11 に破壊の例を示す。

今回の試験結果を踏まえて、参考として設計時の留意点を表 D6 に示す。

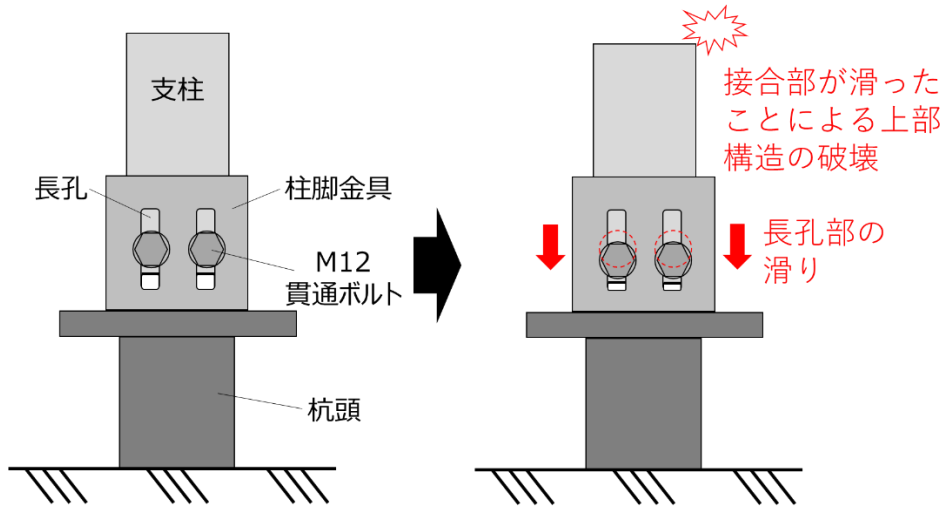


図 D9 柱脚部の滑り・破壊例

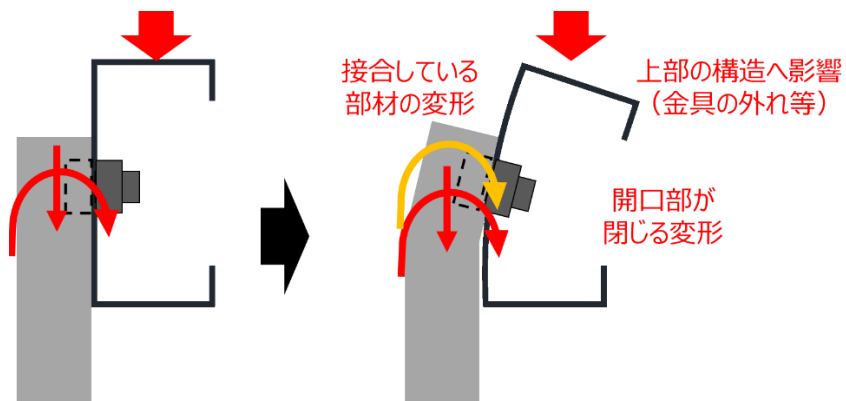


図 D10 開断面の部材の破壊例

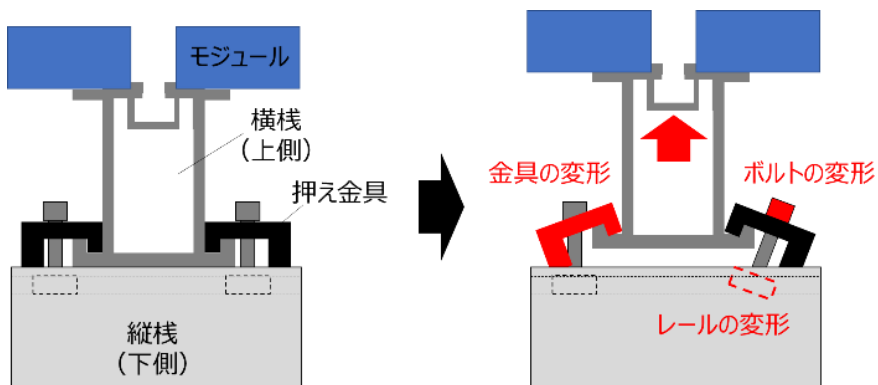


図 D11 接合部の破壊例

表 D6 設計時の留意点 (参考)

破壊要因	破壊箇所の特徴	破壊傾向	設計時の留意点
接合部の破壊や滑り	力が作用する方向の、長孔もしくはレールに接合。	長孔・レール方向に接合部がすべり、構造を保てなくなり破壊。	部分試験等の強度試験によりすべり及び接合部の強度に対する安全性確認が必要。
	接合している部材間の部材軸が偏芯している。	偏心距離に応じて、接合部分に曲げモーメントが生じて破壊、もしくは回転する。	
	専用金具により接合。 (例：クランプ、押え金具等)	金具の変形、もしくは接合部の孔やレールの変形により、金具の緩み・接合部の外れが起こり破壊。	
部材断面の変形・座屈	主要構造部材に開断面を使用。	荷重の作用する位置によっては振れが発生しやすく、接合部やその部材と接合されている部材に局所的な変形・破壊が生じる。	振れに対する補剛材を追加、または必要に応じて強度試験により安全性確認が必要。
		開口部の開きもしくは閉じにより、接合している部材に想定していない力が作用し破壊。また、開断面の部材にモジュールが設置されている場合、滑落し破壊。	変形方向を考慮した断面の向きや、脱落防止を考慮する必要がある。
	主要構造部材に薄板部材を使用。	断面の局部変形により、想定よりも低い荷重で部材が座屈し破壊。	断面を大きくしても強度上無効となる部分ができ、想定している強度を得られない場合がある。幅厚比を考慮した設計が必要。
	材料にアルミニウム合金を使用。	ある一定の荷重に達した瞬間に、脆性的に破壊。	材料特性を把握したうえで材料を選定し、必要に応じて部分試験等の強度試験により安全性確認が必要。

以上

地上設置型太陽光発電システム用架台の接合部単体試験

1. 概要

技術資料 D「地上設置型太陽光発電システム用架台の耐風性能試験」（以下「アセンブリ試験」という。）の結果より、太陽電池架台（以下「架台」という。）の破壊は接合部の破壊が多いことが分かった。

しかし、アセンブリ試験を実施するためには、大規模な装置が必要となり容易に行うことができない。そのため、架台の一部を切り出した試験体を用いた部分的な強度試験が一般的に行われている。

本資料では、アセンブリ試験で用いた試験体の接合部を試験体とした、接合部単体試験の例を示す。

2. 試験体

試験体には、アセンブリ試験で試験を実施した試験体 No.5 の柱脚部と、試験体 No.2 の接合部を選定した。試験体概要図を図 E1 に示す。

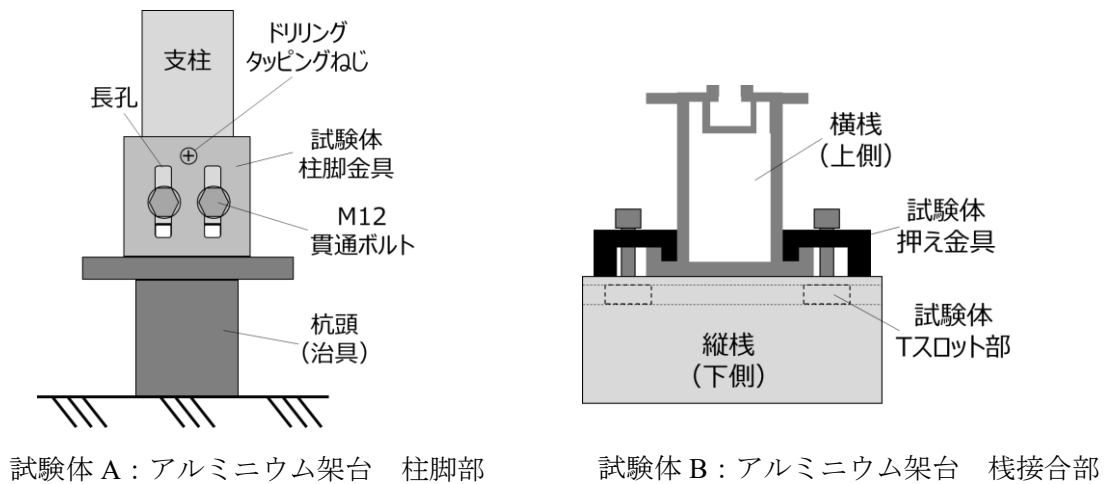


図 E1 試験体概要図

3. 試験方法及び試験結果

試験は万能引張試験機（以下、試験装置）を用いた一軸載荷により行った。

3.1. 試験体A

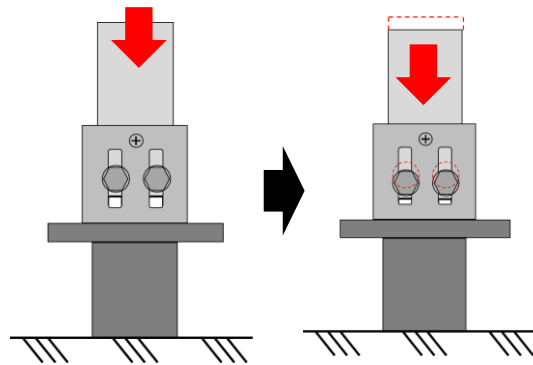
試験体Aは鉛直方向の位置調整用長孔にM12六角ボルトを貫通させて締結し、位置決めとしてドリリングタッピングねじで支柱と柱脚金具を固定している。

今回の試験は、長孔方向に力が作用したときに長孔方向へ変位し始める力の大きさを測定することが目的である。（図E2）

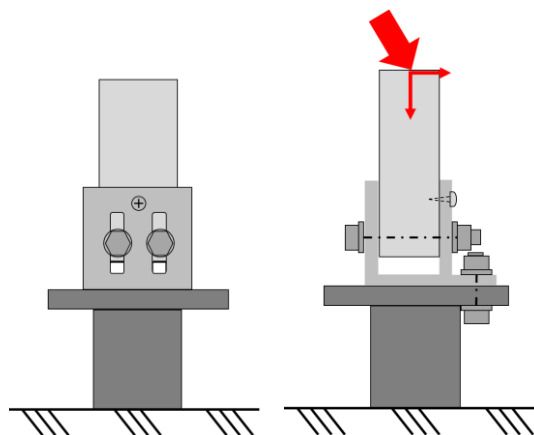
試験の結果、約2,000Nから徐々に変位量が増加され、約11,000Nでドリリングタッピングねじがせん断して長孔方向に接合部が大きくずれた。架台の強度計算書より、設計荷重は8,668Nとなっていることから、破壊荷重に対する安全率は約1.3となり、設計裕度が少なかった。

なお、アセンブリ試験（正圧）の結果では、架台前側の支柱の倒れにより破壊している。部分試験では、鉛直下向きのみには載荷（一軸載荷）のため、アセンブリ試験のような鉛直下向き方向に加えて、水平方向にも同時に力が作用している状態の強度は評価できていない。（図E3）

今回、実施した一軸載荷による長孔の滑りに対する試験も必要ではあるが、試験体に実際に作用する力の向きや強さを予想し、より実際に近い荷重を再現して試験をすることが安全性の評価において必要である。



図E2 試験体A 試験概要
（左：試験前、右：試験後）



【正面図】

【側面図】

図E3 アセンブリ試験での破壊状況

3.2. 試験体B

試験体Bは縦棧と横棧の接合部で、横棧の側面に設けたリブを押え金具で押えて部材同士を固定している。今回の試験では横棧が鉛直上方向に引っ張られる力が作用した場合を想定し、接合部が外れる、若しくは破壊するときの力を測定することが目的である。(図E4)

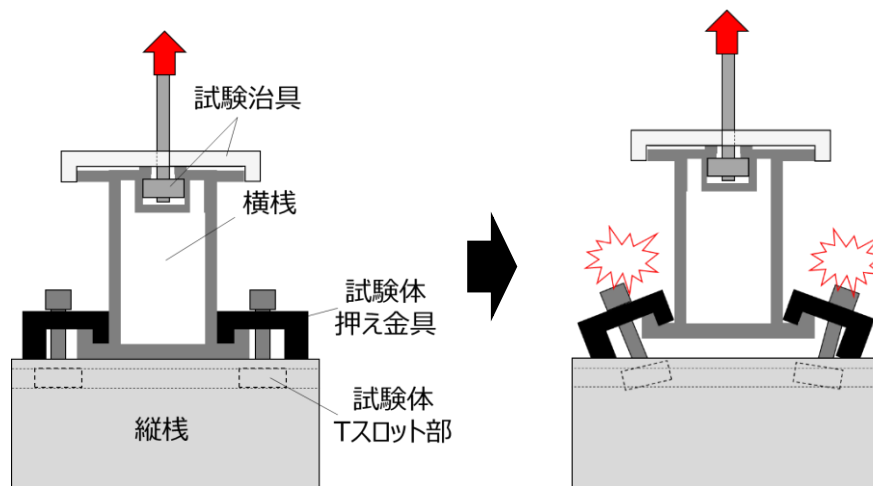


図 E4 試験体 B 試験概要 (左：試験前、右：試験後)

試験の結果、約 2,500Nから徐々に横棧と縦棧の間に隙間が生じ始め、接合部としての機能を失った。約 11,000Nで横棧のリブが完全に崩壊して終局となった。(図 E5、図 E6) 押え金具自身には変形は見られなかったが、押え金具を固定しているボルトが曲がっていた。

架台の強度計算書より、試験体Bの設計荷重は 1,301.6Nであることから、設計荷重に対する倍率は約 8.5 となる。しかし、この数値はリブの破壊を試験体の破壊と判断した場合の値である。ボルトやリブが変形した時点で、押え金具の固定する力は弱まり、接合部としての機能を果たしていないと考えると、約 2,500Nが破壊荷重(接合部の機能喪失)となり、安全率は約 1.9 となる。

この結果に対し、アセンブリ試験(負圧)の結果は架台の設計荷重の 0.93 倍の荷重で押え金具のボルトが変形して破壊している。おそらく、架台全体の変形やそれに伴う荷重の偏り等の影響から、部分試験の結果よりも低い値で破壊に至ったと予想される。

このように、部分試験の結果はアセンブリ試験の結果よりも高い結果が出る可能性があるため、十分な安全率を考慮して結果を評価する必要がある。

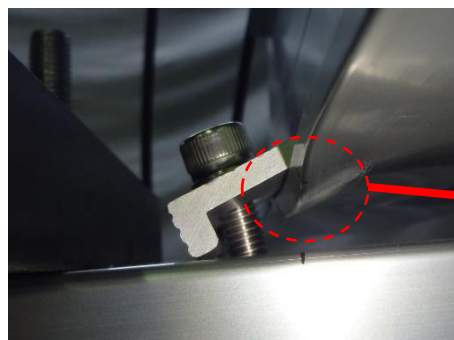


図 E5 試験後の押え金具



図 E6 試験後の縦棧リブ

4. 試験時の留意点

今回実施した試験のように試験方法は試験体の形状や使用されている部位等により様々である。また、アセンブリ試験の場合は架台全体の変位やその変位による力の偏り等が生じるが、部分試験の場合ではそれらの影響を考慮できない場合があり、本来の強度よりも高く出ることがある。

そのため、部分試験を行う場合は、試験体に作用する力の方向、強さ、部位等を可能な限り再現した方法により負荷を与えて耐力を測定し、その結果を適切な安全率を考慮して評価することが重要である。

試験の結果を踏まえて、部分試験における留意点を以下に示す。

- 実際に作用する力の向き・大きさ等を可能な限り再現して試験する必要がある。再現が難しい場合は、試験体の構造上の重要度を考慮し、十分な安全率を設定する。
- どの状況を破壊とするかを、試験体の使用される部位や目的を考慮して設定する。
- 破壊荷重＝許容耐力ではなく、破壊荷重に対して十分な安全率を設定したうえで許容耐力を評価する。

以上

太陽電池モジュールの耐風性能試験

1. 概要

架台の設計に用いられる JIS C 8955 は許容応力度設計の要求を規定しており、太陽電池モジュール（以下、モジュール）を支持する架台等はこれに従って設計される。しかし、モジュールに対しても許容応力度設計が求められるが、多くのモジュールメーカーはモジュールの構造強度に関する明確なデータ（許容耐力や限界耐力など）を提供していないのが現状である。

本資料は、地上設置型太陽光発電システム用架台（以下「架台」という。）に実際に設置している状況を模擬した試験体を用いた耐風性能試験例についてまとめたものである。

2. 試験装置

試験装置には、モジュール 1 枚で耐風性能試験が実施できる程度の小型の動風圧試験装置（以下「試験装置」という。）を用いた。市場に流通しているモジュールについて、メーカーが指定している耐荷重は 2,400Pa 若しくは 5,400Pa であることから、5,400Pa 以上の加圧が可能な仕様とした。（表 F1）

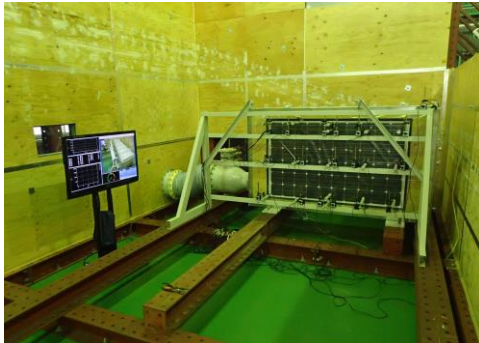


図 F1 小型動風圧試験装置



図 F2 加圧ファン

表 F1 試験装置の仕様

正式名称	小型動風圧試験装置
圧力チャンバーサイズ	幅：2.3m × 奥行き：0.7m × 高さ：1.4m
加圧能力	正：0～15,000 Pa、負：0～▲15,000 Pa（▲:マイナス） 正・負：±7,500 Pa（正弦波脈動加圧可）
加圧ファン	シロッコファン 55kW（200m ³ /min、8,500 Pa）×2 機

3. 試験体

3.1. モジュール

モジュールメーカー、面積、厚み、固定方法といった、モジュールの耐力に影響があると思われる要素に注目し、試験体を選定した。(表 F2)

表 F2 試験体一覧

No.	長さ (mm)	幅 (mm)	厚み (mm)	固定 方法	メーカー保証耐力 (Pa)		備考
					正圧	負圧	
1	1960	992	40	M8 ボルト	2400	▲2400	
2	1664	998	6	押え金具	2400	▲2400	フレームレス
3	1650	992	35	M8 ボルト	2400	▲2400	
4	1638	826	40	M8 ボルト	2400	▲2400	
5	1662	990	46	M8 ボルト	5400	▲2400	
6	1652	994	46	M8 ボルト	2400	▲2400	
7	1650	991	40	M8 ボルト	2400	▲2400	
8	1257	977	35	M8 ボルト	2400	▲2400	

3.2. 試験体の固定方法

試験装置への試験体の固定方法は、試験装置に固定した治具に試験体をボルト若しくは金具で固定した。(図 F3)

正圧载荷時に試験体が撓んだ場合に固定治具（縦棧）に接触する可能性があり、変形が抑制される恐れがある。そのため、固定治具（縦棧）と試験体の間に嵩上げ用のブロックを追加することにより接触を防いだ。この時、縦棧と嵩上げブロックの試験体を支持する面積は同じになるようにした。(図 F4)

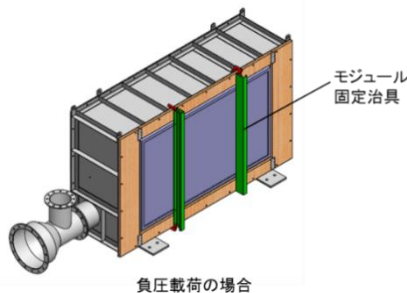


図 F3 試験体の固定方法

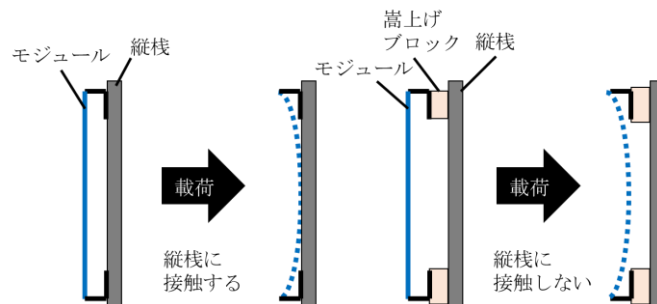


図 F4 正圧载荷時の固定方法に関する留意点

4. 試験方法

試験体を試験装置に取付け、装置内の空気が装置外に漏れないように試験装置と試験体の隙間に漏気防止処理を施す。(図 F5)

同装置内を減圧することでモジュール面に荷重を加え、正圧時にはモジュールのガラス面を装置に対して外側、負圧時には装置に対して内側にした状態で取り付けることで、力の向きを再現した(図 F6)。



図 F5 漏気防止処理

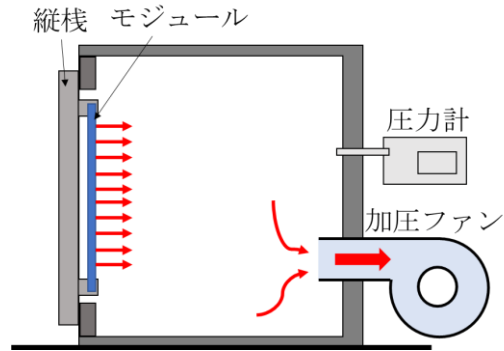


図 F6 試験の概念図(負圧時)

荷重はモジュールが破壊するまで 250Pa ピッチで加力し、太陽電池モジュール面に取り付けた変位計により、荷重ごとの変位量・残留変位量を測定した。(図 F7、図 F8)



図 F7 正圧時の変位測定位置

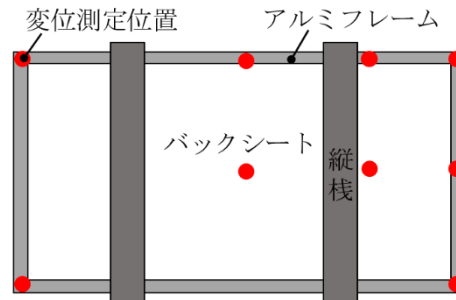


図 F8 負圧時の変位測定位置

5. 試験結果

試験の結果、破壊傾向は大きく分けて次の3つの傾向に分類分けができた。(図 F9)

- ① アルミフレームの破壊
- ② ガラス面の抜け・割れ
- ③ アルミフレームの固定用孔の破壊による脱落

試験結果について、各試験体の測定した結果の内の最低値を試験結果とし、表 F3 に結果の一覧を示す。

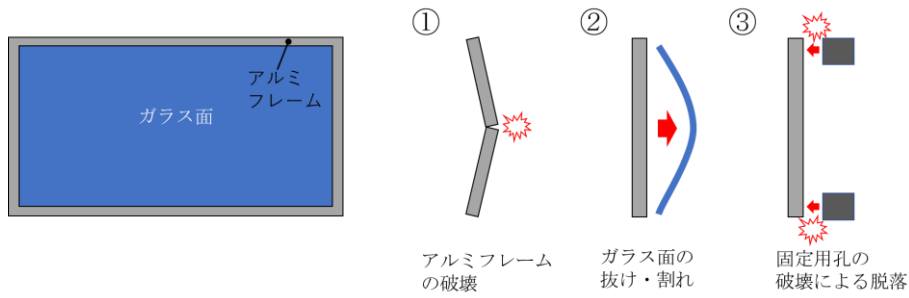


図 F9 破壊形態

表 F3 試験結果一覧

No.	正圧				負圧（「-」で表記）			
	メーカー保証耐力 (Pa)	破壊荷重 (Pa)	安全率 $\frac{\text{破壊荷重}}{\text{メーカー保証耐力}}$	破壊形態	メーカー保証耐力 (Pa)	破壊荷重 (Pa)	安全率 $\frac{\text{破壊荷重}}{\text{メーカー保証耐力}}$	破壊形態
1	2400	7750	3.2	①	-2400	-6000	2.5	③
2	2400	6000	2.5	②	-2400	-4750	2.0	②
3	2400	7750	3.2	①	-2400	-6500	2.7	②
4	2400	6750	2.8	①	-2400	-9000	3.8	②
5	5400	6000	1.1	①	-2400	-6000	2.5	②
6	2400	7000	2.9	①	-2400	-8000	3.3	②
7	2400	12000	5.0	①	-2400	-5250	2.2	③
8	2400	7250	3.0	①	-2400	-6500	2.7	①

正圧試験の結果、破壊荷重は大半が 6,000Pa~7,000Pa 程度であり、メーカー保証耐力に対して 2 倍以上の裕度があった。ただし、試験体 No.5 についてはメーカー保証耐力が 5,400Pa であるため、破壊荷重に対して裕度がほとんどなかった。

破壊の傾向として、大半がフレームの座屈による破壊であり、試験体 No.2 のフレームレスについては固定用の専用クランプが変形後にガラス面が割れて破壊に至った。フレームの座屈はモジュール固定部外側のはね出しを起点に発生しているものが多かったが、試験体 No.3 はモジュール短辺側のアルミフレームに開けたケーブル固定用の孔を起点に破壊した。(図 F10、図 F11)



図 F10 フレームの座屈

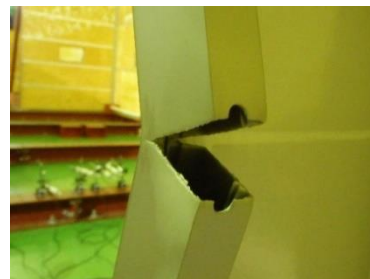


図 F11 孔を起点とした破壊

次に負圧試験の結果について、破壊荷重は▲5,000～▲6,000Pa 程度で強いものは▲8,000～▲9,000Pa を測定した。メーカー保証耐力は全試験体共通で▲2,400Pa となっており、どの試験体も破壊荷重に対して 2 倍以上の裕度があった。 (注：「▲」マイナス)

破壊の傾向は、ガラス面の抜けとモジュール固定用孔の破壊が大半であった。(図 F12、図 F13)



図 F12 ガラスの抜け



図 F13 モジュール固定用孔の破壊

今回の試験結果では一部を除きメーカー保証耐力に対して十分な裕度を確認できたが、モジュール単体の試験結果であり、モジュールを設置している架台や固定金具との複合的な強度は評価できていない。

市場に流通している架台の中には専用金具によりガラス面側からアルミフレームを押える固定方法があり、この固定方法はアルミフレームのボルト孔位置に制限にされず幅広いモジュールに対応が可能な利点がある一方で、専用金具の掛かりがアルミフレームから外れるとモジュールの脱落や飛散に直結してしまう。

また、アセンブリ試験の結果と本試験の結果の比較から、モジュールを固定している架台の剛性がモジュールの耐力に影響を与えることが分かった。架台の剛性が低いと架台の変形によりモジュール固定部に局所的な力が作用し、アルミフレームの固定用孔が破壊する場合があった。

本試験の結果はモジュール単体の試験結果であるため、モジュール設置する架台や固定方法等を考慮し、十分な安全率を設定するか、前述のようなアセンブリ試験や部分試験等により安全性を確認することが望ましい。

以上を踏まえて、太陽電池モジュール単体の耐力評価の結果を以下に示す。

- 一部の試験体を除き、正圧・負圧共にメーカー保証耐力に対して 2 倍以上の裕度があることを確認できた。
- モジュールを固定している架台やモジュールの固定方法の影響によりモジュールの耐力が低下する場合があるため、十分な安全率を設定するか、必要に応じて強度試験などによる安全性の確認をすることが望ましい。

以上

杭基礎支持力の実証試験

1. 杭基礎の特長

太陽光発電に用いられる杭基礎とは、基礎杭に架台を連結して、架台からの荷重は杭を介して地盤に伝える形式の基礎であり、一般的な建築工事のように鉄筋コンクリート基礎の補強として使用する杭とは異なる。また、使用される杭の断面寸法は約 100mm 程度で小さいものが多い。そして、杭の支持機構は支持層まで到達させない摩擦杭としており、ほとんどの杭の貫入深さは 1~3m の浅い層に貫入されている。したがって、一般的な建築構造物の基礎杭とは異なっていることが大きな特長である。

ここでは、各種杭載荷試験の試験値と設計計算値と比較し、杭基礎の支持力の傾向について述べる。

2. 試験場所

試験場所を選定するために、全国で地盤調査スウェーデン式サウンディング試験（SWS 試験）を行い、各試験地の地質（砂質土、

粘性土）および地盤の硬さ（地盤深さごとの平均換算 N 値）を調べた。地質および地盤の硬さに関して幅広く対応できることを考

表 G1-1 実証試験場所

土質	平均換算 N 値													備考	
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13~		
粘性土			宮崎県串間 (粘性土)					福島県磐梯熱海 (礫混じり粘性土)							
			神奈川県座間 (粘性土)				山形県新庄 (粘性土+盛土)								
砂質土			奈良県葛城 (粘性土)				青森県むつ (粘性土混じりの砂質土)				三重県長田 (礫混じり砂質土)				
			岐阜県揖斐川 (砂質土)				福島県須賀川市 (砂質土)								

慮し、表 G1-1 に示す全国 9 ヶ所の試験地、伊賀市長田（三重県）、揖斐川（岐阜県）、むつ（青森県）、新庄（山形県）、磐梯熱海（福島県）、須賀川市（福島県）、串間（宮崎県）、座間（神奈川県）、葛城（奈良県）で杭の実証試験を実施した。ただし、串間（宮崎県）は火山灰土、座間（神奈川県）は関東ロームである。

3. 試験杭

本試験で使用した試験杭の種類を表 G1-2 に示す。一般的な鋼管杭以外にも特殊な形状のスクリー杭や軽量形鋼杭なども使用した。

施工方法は、基本的に打撃貫入とし、スクリー杭は回転貫入とした。

表 G1-2 試験杭

試験杭		断面 (mm)
鋼管杭	先端閉塞杭	φ=114.3 t=3.5
		φ=89.1 t=3.2
		φ=60.5 t=3.2
	先端開放杭	φ=48.6 t=3.2
特殊杭	軽量形鋼杭	108×100×26 t=4.5
	スクリー杭	φ 89.1 (羽径 φ 139.1)
		φ 76.3 (羽径 φ 96.3)

4. 試験方法

試験方法は地盤工学会基準である「杭の鉛直載荷試験方法・同解説」と「杭の水平載荷試験方法・同解説」に準拠した。杭打設後、2週間以上養生し、杭載荷試験を実施した。

4.1. 鉛直載荷試験

引抜載荷時は、試験杭を反力装置（鋼製枠）で囲んで載荷し（写真 G1-1）、押込載荷時は反力が鋼製枠の上方に働くため、枠の両側に重錘を載せて固定した。（写真 G1-2）

いずれも油圧シリンダーおよび油圧ポンプによって載荷し、載荷方法は連続載荷とした。載荷速度の設定は、安全管理および測定の確実性を考慮し、計画最大荷重/30 (kN/min) とした。

終局条件は、試験体に取り付けた変位計の変位が $0.1D$ (D : 杭径) を超えるように設定した。軽量形鋼杭は杭径を最大幅の 160mm とし、スクリー杭は羽部を除く杭径とした。

4.2. 水平載荷試験

載荷点は、地表面から 340mm の位置とした。測定点の高さは各種杭とも同位置で、地表面部、載荷点、その中間とした。（写真 G1-3）

鉛直載荷試験と同様、油圧シリンダーおよび油圧ポンプによって載荷し、載荷方法は連続載荷とし、載荷速度も同様に設定した。

終局条件は、試験体に取り付けた地表面の変位計の変位が $0.1D$ (D : 杭径) を超えるように設定した。鉛直載荷試験と同様、軽量形鋼杭は杭径を最大幅の 160mm とし、スクリー杭は羽部を除く杭径とした。



写真 G1-1 引抜載荷状況



写真 G1-2 押込載荷状況



写真 G1-3 水平載荷状況

5. 支持力計算値の算定式

算定式は「小規模建築物基礎設計指針、建築学会、P.186」を参照した。

5.1. 極限先端支持力

用いた式を以下に示す。

- 杭状地盤補強先端部の下部地盤が砂質土の場合

$$R_p = \alpha \times \bar{N} \times A_p \quad (\text{kN}) \quad (5.1)$$

- 杭状地盤補強先端部の下部地盤が粘性土の場合

$$R_p = 6 \times c \times A_p \quad (\text{kN}) \quad (5.2)$$

記号については以下のとおり。

α : 先端支持力係数、小口径杭の場合の埋込み杭と同様の $\alpha=200$ とした。

\bar{N} : 杭状地盤補強先端から下に 1 D、上に 1 D の範囲における N 値の平均値

D : 杭状地盤補強径 (m)

A_p : 杭状地盤補強断面積 (m²)

c : 杭状地盤補強先端下部粘性土層の粘着力 (kN/m²)

$$\text{SWS 試験より、} \quad c = 1/2 \times q_u = 1/2 (45 \times W_{sw} + 0.75 \times N_{sw}) \quad (\text{kN})$$

5.2. 極限周面摩擦力

用いた式を以下に示す。

$$R_f = D \times \sum(\tau_d \times L_i) \times \pi \quad (\text{kN}) \quad (5.3)$$

記号については以下のとおり。

D : 杭状地盤補強径 (m)

τ_d : 杭状地盤補強に作用する各層の極限周面摩擦力度 (kN/m²)、

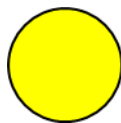
粘性土の場合 $\tau_d = c$ 、砂質土の場合 $\tau_d = \frac{10}{3} N$ とする。

L_i : 各層の層厚 (m)

5.3. 各種杭の支持力算出方法

5.3.1. 先端閉塞杭

先端閉塞杭の支持力の算出については上記の式 (5.1、5.2、5.3) を用いて算出した。なお、極限先端支持力の A_p は杭の全断面積とし、極限周面摩擦力は杭の外周面のみを考慮した。



先端支持力の断面積



周面摩擦力の外周面積

図 G1-1 支持力算出の面積 (先端閉塞杭)

5.3.2. 先端開放杭

先端開放杭の支持力の算出については、先端閉塞杭と同様に上記の式（5.1、5.2、5.3）を用いて算出した。なお、極限先端支持力の A_p は杭の全断面積とし、極限周面摩擦力は杭の外周面と内周面があるが、内周面は周面摩擦力の効果を得られないと判断し、外周面のみを考慮した。



図 G1-2 支持力算出の面積（先端開放杭）

5.3.3. 形鋼杭

形鋼杭の支持力の算出については、先端閉塞杭と同様に上記の式（5.1、5.2、5.3）を用いて算出した。なお、極限先端支持力の A_p は形鋼の四角部分の断面積とし、極限周面摩擦力についても先端開放杭と同様に、杭の外周面のみを考慮した。

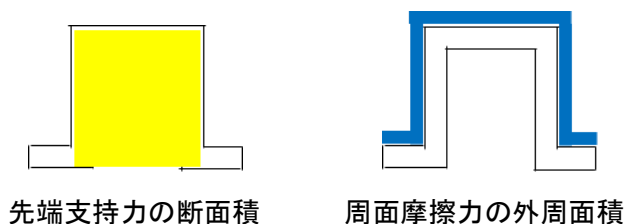
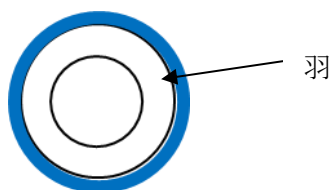


図 G1-3 支持力算出の面積（形鋼杭）

5.3.4. スクリュー杭

スクリュー杭の支持力算出については、先端支持力は考慮せず周面摩擦力の式（5.3）を用いて算出した。したがって、極限押込支持力と極限周面摩擦力は同じとした。なお、極限周面摩擦力は、スクリュー杭の羽径の外周面とした。



周面摩擦力の外周面積

図 G1-4 周面摩擦力算出の面積（スクリュー杭）

6. 試験結果

試験は表 G1-2 に示す各種杭で行ったが、種別での顕著な傾向は示さなかったため、結果は全てまとめて表示した。

6.1. 周面摩擦力

図 G1-5、図 G1-6 は、砂質土と粘性土の周面摩擦力の設計計算値と試験値との関係を示す。

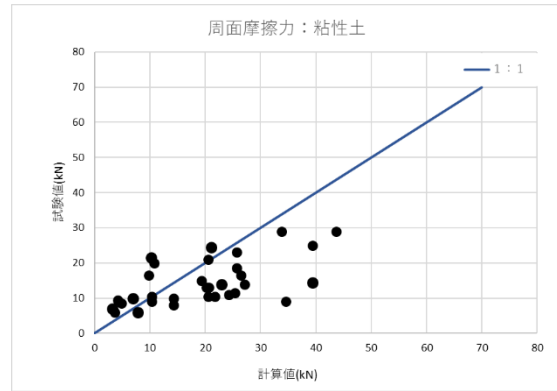
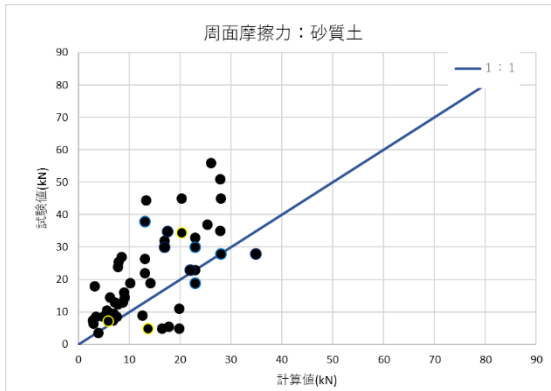


図 G1-5 周面摩擦力の計算値と試験値の関係 (砂質土) 図 G1-6 周面摩擦力の計算値と試験値の関係 (粘性土)

以上の結果より、周面摩擦力について以下の事が分かった。

- 試験値が設計計算値よりも小さくなる傾向にある。特に、粘性土については今回の試験結果のほとんどの試験値が設計計算値より小さくなった。
- 先端開放杭と形鋼杭の周面摩擦力の計算値は、杭の外周面積だけを考慮しているが、この結果から妥当だと判断した。

6.2. 押込支持力

図 G1-7、図 G1-8 は、砂質土と粘性土の押込支持力の設計計算値と試験値の関係を示す。

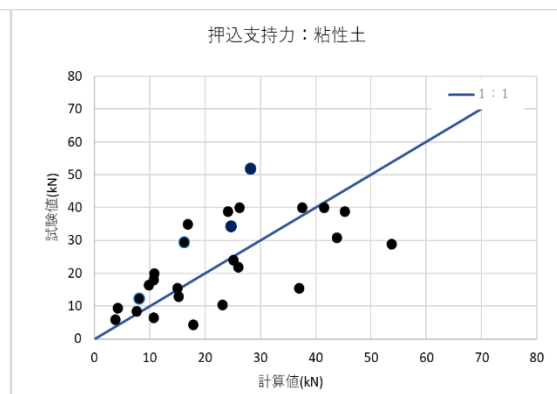
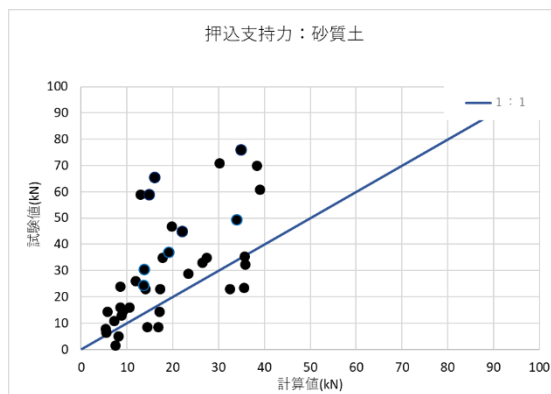


図 G1-7 押込支持力の計算値と試験値の関係 (砂質土) 図 G1-8 押込支持力の計算値と試験値の関係 (粘性土)

以上の結果より、押込支持力について以下のことが分かった。

- 試験値が設計計算値よりも小さくなる傾向にあるが、周面摩擦力ほどは小さくはなっていない。粘性土についても周面摩擦力ほど小さくはない。
- 設計計算の先端支持力は、先端開放杭と形鋼杭について、全断面積を考慮して求めた方法は結果より妥当であると言える。ただし、スクリー杭の先端支持力は考慮していないため、先端支持力を考慮すると過剰な評価になる可能性がある。

6.3. 周面摩擦力と押込支持力（火山灰土、関東ローム）

火山灰土、関東ロームの周面摩擦力と押込支持力の結果について、図 G1-9 は周面摩擦力の設計計算値と試験値との関係を、図 G1-10 は押込支持力の設計計算値と試験値との関係を示す。

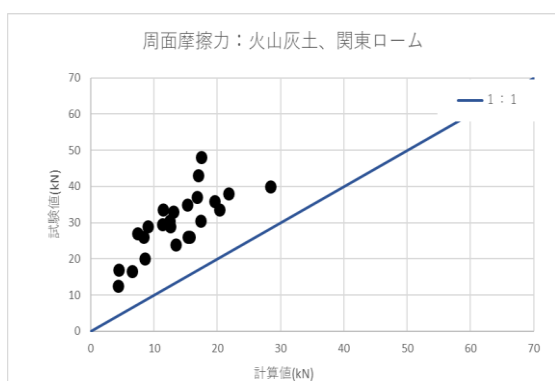


図 G1-9 周面摩擦力の計算値と試験値の関係
(火山灰土、関東ローム)

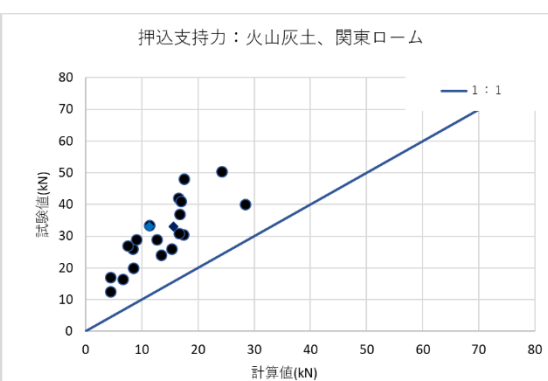


図 G1-10 押込支持力の計算値と試験値の関係
(火山灰土、関東ローム)

この火山灰土、関東ロームについては、砂質土、粘性土の結果と違って、全て試験値が設計計算値よりも大きくなっている。

6.4. 水平抵抗力

図 G1-12、図 G1-13 に砂質土と粘性土における水平抵抗力の計算値と試験値の関係を示す。

ここで、水平抵抗力の計算値（以下、 H と表記する。）は「建築基礎構造設計指針 第6章杭基礎」に掲載されている以下の式を用いて計算し、杭の地表面変位（以下、 y_0 と表記する。）が0.1Dに達する時の荷重とした。したがって、杭の地表面変位が0.1Dに達した時の試験と計算の荷重を比較した。

$$k_{h0} = \alpha \cdot \xi \cdot E_0 \cdot \bar{B}^{-3/4} \quad (6.1)$$

水平方向地盤反力係数の低減を考慮して、計算値と試験値を比較することとした。低減は、建築基礎構造設計指針 p.277 の図 2-5-16 から、水平地盤反力係数を式 6.3 によって計算した。

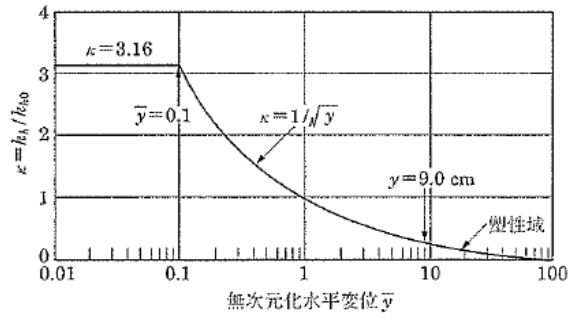


図 G1-11 水平地盤反力係数と杭水平変位量の関係
(塑性化変位 9 cm の例)

$$k_h = 1/\sqrt{\bar{y}} \times k_{h0} \quad (6.2)$$

\bar{y} : 無次元化水平変位 (各種杭直径の 10%変位 (0.1D) を cm 単位にした)

k_{h0} : 基準水平地盤反力係数 (kN/m³)

k_h : 水平地盤反力係数 (kN/m³)

α : 評価法によって決まる定数、砂質土 $\alpha=80$ 、粘性土 $\alpha=60$ (1/m)

ξ : 群杭の影響を考慮した係数で、単杭の場合は 1

E_0 : 変形係数 700N とした、N は換算 N 値 (kN/m²)

\bar{B} : 無次元化杭径

$$y_0 = \frac{1+\beta h}{2EI\beta^3} H \quad (6.3)$$

y_0 : 杭の地表面変位 (m)

$\beta = [k_h \cdot B / (4EI)]^{1/4}$ (1/m)

h : 杭の突出長 (m)

E : 杭のヤング率 (kN/m²)

I : 杭の断面 2 次モーメント (m⁴)

H : 杭に作用する水平荷重 (水平抵抗力) (kN)

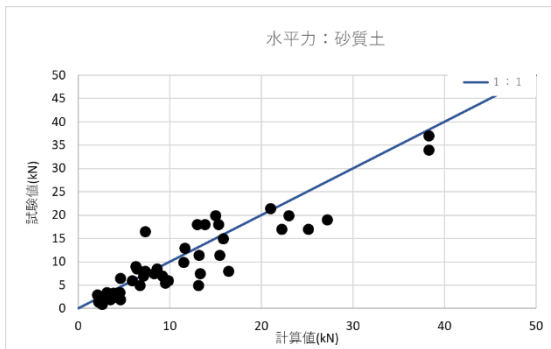


図 G1-12 水平抵抗力の計算値と試験値の関係
(砂質土)

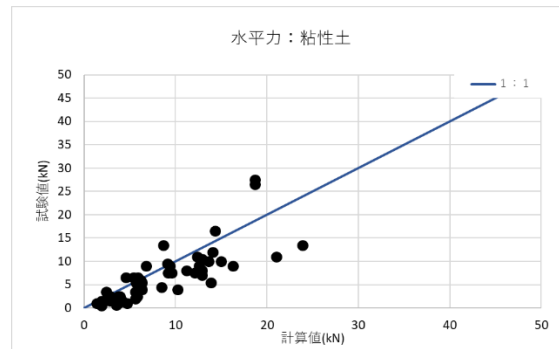


図 G1-13 水平抵抗力の計算値と試験値の関係
(粘性土)

以上の結果より、水平抵抗力について以下のことが分かった。

- 試験値が設計計算値より、ほとんどの杭種で小さくなる傾向にある。これは火山灰土、関東ロームにおいても同様である。火山灰土、関東ロームは、粘性土に分類した。
- 上記の理由は、杭が小径で浅層に打設しているためであると思われる。
- 水平抵抗力を設計計算において過大に評価するということは、架台が風圧を受けると設計計算以上に杭が水平に変位することになり、場合によっては、架台の耐力に影響を与えることが考えられる。

7. まとめ

試験結果から、以下のようにまとめる。

- 杭の支持力の試験値が設計計算値よりも小さくなる傾向にあるのは、太陽光発電架台の基礎の特長である小径の杭で浅層に貫入することが影響していると考ええる。
- 杭の支持力を設計するには、現地試験で確認することが望ましいと考える。

以上

施工不良による周面摩擦力への影響

1. 目的

杭を施工する時に、杭を斜めに貫入したり、回転貫入時に空回りが発生するような施工不良が起こることがある。この時の周面摩擦力と通常施工による周面摩擦力を比較することとした。

2. 試験方法

2.1. 斜め貫入

図 G2-1 に示すように、杭を鉛直に対して 3°斜めで貫入し、斜めに貫入したままの状態と斜め貫入後鉛直に戻した状態とで引抜試験を行った。

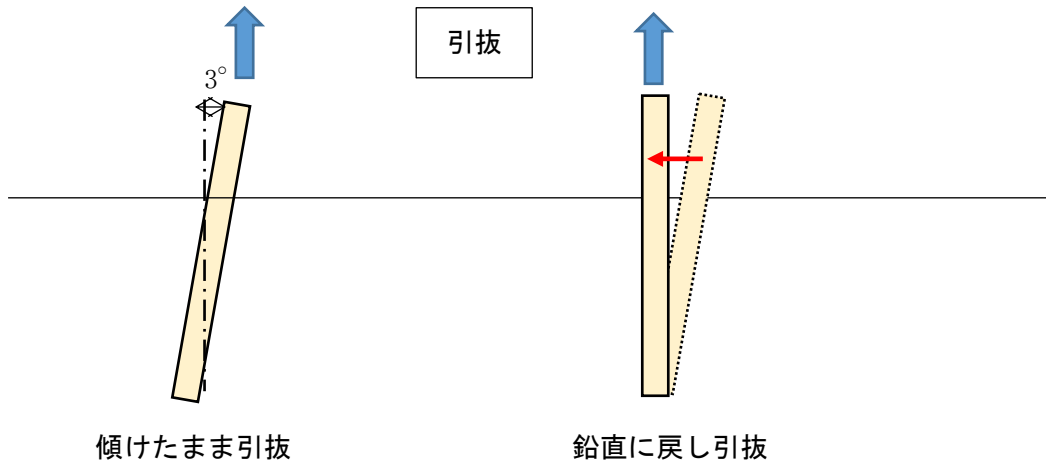


図 G2-1 斜め貫入後の引抜試験の状況

2.2. 回転貫入

回転貫入時に、杭の貫入長さの 80%まで通常に貫入させ、その位置で 3 回転の空回りをさせ、所定の深さまで貫入させて引抜試験を行った。

3. 試験結果

3.1. 斜め貫入による周面摩擦力への影響

試験に用いた杭は技術資料 G1 に示す先端閉塞杭、先端開放杭、形鋼杭、スクリー杭である。スクリー杭については回転貫入で斜めに貫入し鉛直に戻した。地盤は砂質土、粘性土両方で引抜試験を行った。

表 G2-1 に斜め貫入後引抜試験を行った周面摩擦力と通常施工の周面摩擦力の比の各種杭での平均とそのばらつき範囲を示す。

表 G2-1 斜め貫入の周面摩擦力と通常施工の周面摩擦力の比

	周面摩擦力（斜め貫入）／周面摩擦力（通常施工）	
	範囲	平均
3°斜め貫入後 引抜	0.5 ～ 1.06	0.80
3°斜め貫入後 鉛直戻し引抜	0.33 ～ 1.12	0.77

表 G2-1 の斜め貫入後鉛直に戻し引抜試験の結果から、杭と地盤の地表面での隙間と深さの影響を考慮した。図 G2-2 に杭と地盤の地表面の隙間と深さを掛けた面積と斜め貫入の周面摩擦力（施工不良）と通常貫入の周面摩擦力(施工良)との割合の関係を表す。

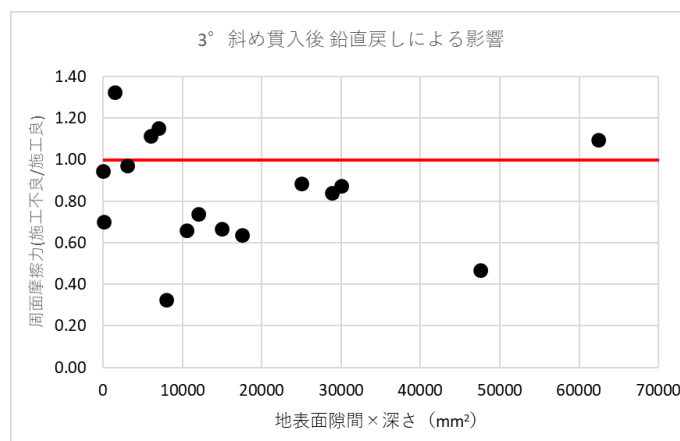


図 G2-2 地表面隙間×深さと周面摩擦力（斜め貫入有/斜め貫入無）の比との関係

以上の結果より、斜め貫入による周面摩擦力への影響について、以下のことが分かった。

- 斜め貫入により、周面摩擦力は低減される傾向にあり、斜め貫入後鉛直に戻す方が低減の割合が大きくなる。
- 地表面隙間×深さの面積が大きくなると、周面摩擦力は低減される傾向にある。
- 短期の許容周面摩擦力の安全率を考慮すると約 30%低減が限界と考えられ、地表面隙間×深さの面積が 10,000 mm²を超えると危険であると判断できる。この考え方は、施工不良だけではなく、維持管理においても適用できると考える。

3. 2. 空回り回転貫入による周面摩擦力への影響

試験に用いた杭は技術資料※に示すスクリー杭と先端閉塞杭である。地盤は砂質土、粘性土両方で引抜試験を行った。

表 G2-2 に、空回りをさせた杭の引抜試験の周面摩擦力と通常施工の周面摩擦力の比の各種杭での平均とそのばらつき範囲を示す。

表 G2-2 空回り施工の周面摩擦力と通常施工の周面摩擦力の比

	周面摩擦力の低減率	
	範囲	平均
80%貫入後空回りさせ 引抜	0.22 ~ 1.38	0.89

4. まとめ

施工不良による周面摩擦力への影響について、以下のようにまとめる。

- 打撃貫入や回転貫入で施工不良を起こすと、周面摩擦力が場合によっては約 70%～80%低減される可能性があるので、施工管理が重要である。
- 現場において、抜取りで杭の支持力を検査することが必要であるとする。

以上

風の脈動による周面摩擦力への影響

1. 目的

技術資料 G1 で述べたように、水平抵抗力が弱い傾向にあることが分かった。

したがって、風による水平力によって杭と地盤に隙間があき、周面摩擦力が低減されることが懸念される。また、自然の風は脈動するため、脈動による周面摩擦力への影響を検討することとした。

2. 試験方法

試験方法は、試験対象杭の引抜試験によって求めた極限周面摩擦力から安全率を考慮した短期の許容周面摩擦力を求め、太陽電池架台（以下「架台」という。）の傾斜角を 10° とし、その時の風による水平力を逆算し、その水平力を杭への載荷荷重とした。脈動の回数は 10 回とし、その方向は 1 方向片側のみとした。

脈動回数の 10 回は根拠となる技術資料はないので、試験の都合上の単なる仮定とした。水平荷重と脈動回数の評価は今後、検討が必要である。

3. 試験結果

図 G3-1 に、脈動 10 回目の杭の水平変位と周面摩擦力の脈動有と脈動無の割合を示す。

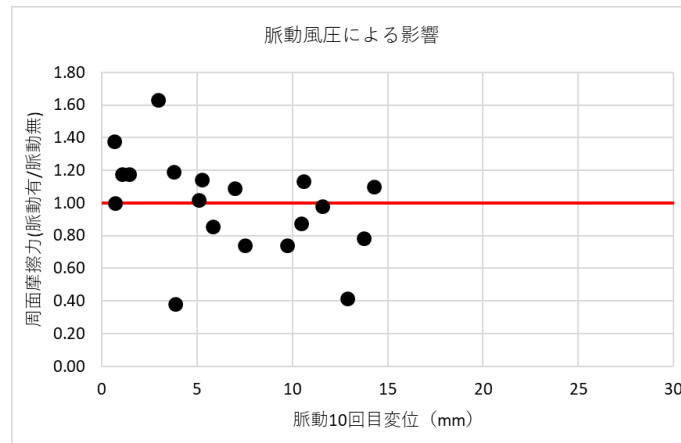


図 G3-1 脈動 10 回目変位と周面摩擦力（脈動有/脈動無）の比との関係

以上の結果より、脈動風圧による周面摩擦力の関係について、以下のことが分かった。

- 脈動風圧によって、杭の水平変位が大きくなると、周面摩擦力は低減される傾向にある。
- 短期の許容周面摩擦力の安全率を考慮すると、約 30%低減が限界と考えられ、水平変位約 10mm を超えると危険であると判断できる。

4. まとめ

脈動風圧による周面摩擦力への影響について、以下のようにまとめる。

- 脈動風圧により地表面の杭周囲に隙間が発生すると周面摩擦力が低減される可能性がある。
- 現場での維持管理において、杭周囲の地表面の隙間を管理することが望ましいと考える。

以上

杭状補強工法の杭載荷試験

1. 目的

杭を施工する際の地盤条件で、非常に柔らかい砂質土や岩や礫などで非常に硬く杭が打設できない場合、杭状補強工法を採用することがある。その杭状補強を行った地盤に杭を貫入して杭基礎として使用している。

ここでは杭状補強工法の一例について、杭載荷試験を行って確認したことを紹介する。

2. 設計計算式

用いた設計計算式は、「2018年版建築物のための改良地盤の設計及び品質管理指針（一般財団法人日本建築センター）」を参照した。

改良体と杭の付着力については、「鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（一般社団法人日本建築学会）」を参照し、鋼管とコンクリートの長期許容付着力度の式を採用した。その時の改良体の設計基準強度は $F_c=600 \text{ kN/m}^2$ とし、極限付着応力度は長期許容付着応力度の3倍とした。

3. 試験方法

3.1. 柱状改良工法

柔らかい砂質土の工法として柱状改良工法を採用した。柱状改良を行った地盤に $\phi 114.3 \text{ t}3.5$ の鋼管杭を貫入し、杭の押込試験と引抜試験を実施した。

採用した地盤は砂質土で換算 N 値 4 程度であった。工法は湿式柱状地盤改良工法（スラリー攪拌方式）とし、改良体の径は 500mm、水セメント比は 60%、長さは 0.5m、1m、2m、羽切回数は 300 回/m、注入量は 300 kg/m^3 とした。

3.2. 場所打ちコンクリート杭工法

硬い地盤の工法として、場所打ちコンクリート杭工法を採用した。

場所打ちコンクリート杭を打設したコンクリートに直径 114.3mm、板厚 3.5mm の鋼管杭を貫入し、杭の押込試験と引抜試験を実施した。コンクリートの仕様は普通ポルトランドセメントで、水セメント比が 60%、設計基準強度が 18 N/mm^2 、スランプ 12 cm、最大粗骨材寸法 20mm とした。コンクリート杭長さは柱状改良工法と同様に 0.5m、1m、2m とした。

4. 試験結果

今回の試験は、1 種類の地盤でしか実験しておらず、参考結果として示す。

4.1. 柱状改良工法

表 G4-1 に柱状改良工法の引抜試験の結果と周面摩擦力および付着力の設計計算値を、表 G4-2 に押込試験の結果と周面摩擦力および付着力の設計計算値を示す。

表 G4-1 引抜試験結果（柱状改良工法）

	改良体長さ[鋼管貫入長さ] (mm)		
	500[200]	1000[700]	2000[1700]
試験値 (kN)	6	17	18.5
設計計算値[周面摩擦力] (kN)	7.7	20.7	34.4
設計計算値[付着力 基準強度600kN/m ²] (kN)	2.6	9.0	22.0
試験値/設計計算値[周面摩擦力]	0.78	0.82	0.54
試験値/設計計算値[付着力]	2.32	1.88	0.84
破壊形態	周面摩擦切れ	付着切れ	付着切れ

表 G4-2 押込試験結果（柱状改良工法）

	改良体長さ[鋼管貫入長さ] (mm)		
	500[200]	1000[700]	2000[1700]
試験値 (kN)	53	90～	67.5
設計計算値[先端支持力+周面摩擦力] (kN)	60.0	74.5	78.7
設計計算値[先端支持力+付着力(基準強度600kN/m ²)] (kN)	54.9	62.8	66.3
試験値/設計計算値[先端支持力+周面摩擦力]	0.88	1.21～	0.86
試験値/設計計算値[先端支持力+付着力]	0.97	1.43	1.02
破壊形態	付着切れ	破壊せず	付着切れ

以上の結果より、柱状改良工法の支持力について以下のことが分かった。

- 設計計算値からも分かるように、引抜試験および押込試験は、付着力が小さいため、ほとんど付着が切れての破壊となった。
- 試験の付着力は、鋼管貫入長さを長くしても比例的に上がらず、貫入長さ 700mm と 1,700mm ではほとんど差がなかった。
- 押込支持力は、付着で切れて破壊している改良体長さ 500mm と 2,000mm の設計計算値の先端支持力と付着力の和と試験値が、良い一致を示した。

4.2. 場所打ちコンクリート杭工法

表 G4-3 に場所打ちコンクリート杭工法の引抜試験の結果と周面摩擦力および付着力の設計計算値を、表 G4-4 に押込試験の結果と周面摩擦力および付着力の設計計算値を示す。

表 G4-3 引抜試験結果（場所打ちコンクリート杭工法）

	改良体長さ[鋼管貫入長さ] (mm)		
	500[200]	1000[700]	2000[1700]
試験値 (kN)	22	47	72
設計計算値[摩擦摩擦力] (kN)	18.8	11.4	49.7
設計計算値[付着力 基準強度18000kN/m ²] (kN)	77.6	271.5	659.3
試験値/設計計算値[周面摩擦力]	1.17	4.13	1.45
試験値/設計計算値[付着力]	0.28	0.17	0.11
破壊形態	周面摩擦切れ	周面摩擦切れ	周面摩擦切れ

表 G4-4 押込試験結果（場所打ちコンクリート杭工法）

	改良体長さ[鋼管根入れ] (mm)		
	500[200]	1000[700]	2000[1700]
試験値 (kN)	90～	90～	87～
設計計算値[先端支持+周面摩擦] (kN)	49.5	24.9	62.0
設計計算値[付着 基準強度18000kN/m ²] (kN)	77.6	271.5	659.3
試験値/設計計算値[周面摩擦力]	1.82～	3.61～	1.40～
試験値/設計計算値[付着力]	1.16～	0.33～	0.13～
破壊形態	破壊せず	破壊せず	破壊せず

以上の結果より、場所打ちコンクリート杭工法の支持力について、以下のことが分かった。

- 引抜試験結果では、周面摩擦力が切れて破壊に至っており、全ての試験値が設計計算値よりも高い値を示した。
- 押込試験結果は、全て破壊には至らず、設計計算値以上の十分な支持力を示した。

5. まとめ

杭状補強工法について、以下のようにまとめる。

- 柱状改良工法は、鋼管杭で表面が滑らかな場合、付着力が弱くなる可能性が高いので、杭に付着力を確保するための工夫を施すことが望ましいと考える。
- 場所打ちコンクリート杭工法は、非常に安定した支持力を確保できる工法と考える。

以上

雨掛かりのない環境の腐食試験とその耐用年数試算

1. 導入、背景

一般的な均一腐食による耐用年数を推定するために用いられる試験は、直接暴露試験である。直接暴露試験は降雪、降雨、太陽光などの影響を受ける状態で暴露されるが、太陽光発電架台は太陽電池モジュールが屋根として機能し、これらの影響を受けない。この違いにより腐食形態や腐食量にも影響が出る。特に腐食量が増大し、耐用年数が推定された年数を下回る可能性があるので留意する必要がある。

そこで雨掛かりのない環境における暴露試験である遮へい暴露試験を実施し、比較のため直接暴露試験も実施した。暴露期間は2年と短い、直接暴露試験と遮へい暴露試験の腐食量に顕著な違いが認められたため、その結果^{H1)}をここに示す。

また、新規材料に対して、大気暴露試験を実施する場合の参考となれば幸いである。

2. 実験方法

暴露試験は以下の3地点で2016年5月から実施し、2017年5月、2018年5月に試験片を回収した。

- 三重県伊賀市（奥地建産(株) 三重工場内）
 - 34° 47'50.5" N ・ 136° 13'12.5" E
 - 以下、伊賀または Iga とする。
- 千葉県銚子市（日本ウエザリングテストセンター 銚子暴露試験場）
 - 35° 43'47.5" N ・ 140° 45'4.0" E
 - 以下、銚子または Choshi とする。
- 沖縄県中頭郡西原町（琉球大学 千原キャンパス内）
 - 26° 15'7.8" N ・ 127° 46'5.0" E
 - 以下、西原または Nishihara とする。

各暴露試験場を JIS Z 2381 附属書 C に従って区分すると表 H1 のようになる。

表 H1 各暴露試験場の区分

暴露試験場	気候区分	大気汚染区分	海塩区分
伊賀	太平洋・南	工業地域	内陸
銚子	太平洋・北	田園地域	準沿岸
西原	南西諸島	田園地域	沿岸

各試験場の暴露試験台内の月平均気温、月平均湿度をそれぞれ図 H1、図 H2 に示した。この月平均気温、月平均湿度は Lascar electronics 製 USB 温湿度データロガー EL-USB-2+ を用いて 1 時間ごとに測定して算出した。USB 温湿度データロガーは試験片の回収に合わせて新品を取り付け直している。また、図 H3 にドライゲージ法で測定した飛来塩分量を示した。図 H3 の凡例に各暴露試験場の年平均飛来塩分量を示した。

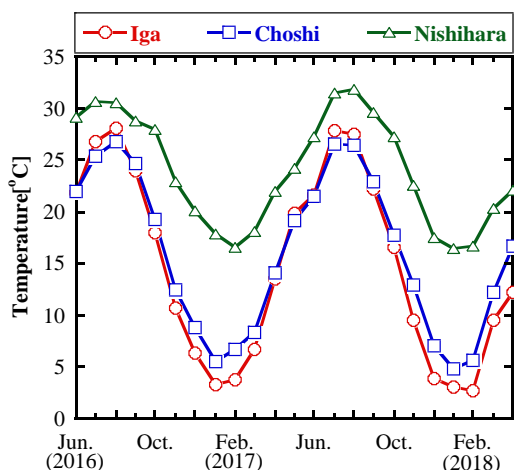


図 H1 月平均温度の暴露期間中の経時変化

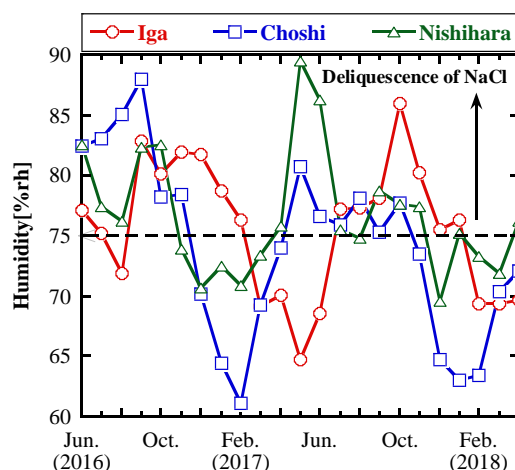


図 H2 月平均湿度の暴露期間中の経時変化

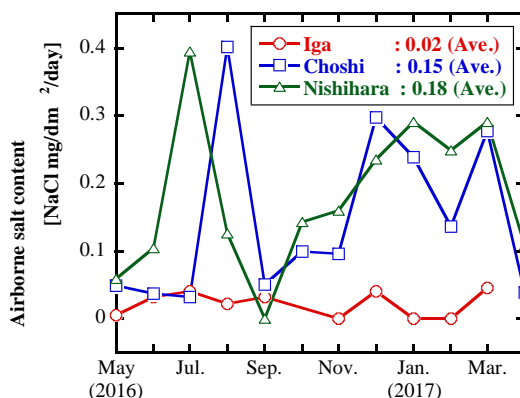


図 H3 飛来塩分量の暴露期間中の経時変化

それぞれの暴露試験方法は JIS Z 2381 に従った。直接暴露試験の試験片取付角度は水平面に対し 45 度とし、方位は南面とした。遮へい暴露試験の試験片取付角度は水平面と平行とし、南北方法に開口部を持つ通風制御型で行った。また、暴露した試験片は表 H2 に示した。試験片の大きさは 150mm×70mm である。試験片の取付は試験片短辺の中央を 2 点留めした。

表 H2 試験片の種類とその仕様

No.	表面処理名	規格 種類の記号	板厚 [mm]	規格上の めっき付着 量 [g/m ²]	平均めっき 膜厚 [μm]	端部 めっき
1	なし (炭素鋼)	JIS G 3141 SPCC	3.2			
2	溶融亜鉛めっき	JIS H 8641 HDZ55	3.2	550 (片面)	76 (規格値)	あり
3	溶融亜鉛-5%アル ミニウム 合金めっき	日本溶融亜 鉛鍍金協会 規格 HZA35	3.2	350 (片面)	50 (換算値)	あり
4	溶融亜鉛-アルミ ニウム-マグネシ ウム合金めっ き鋼板	JIS G 3323 SGMH400 K27	1.6	275 (両面)	21 (換算値)	なし
5	溶融亜鉛-アルミ ニウム-マグネシ ウム合金めっ き鋼板	JIS G 3323 SGMH400 K27	1.6	275 (両面)	21 (換算値)	なし
6	溶融 55%アルミニ ウム-亜鉛合金め っき鋼板	JIS G 3321 SGLCC AZ150	1.6	150 (両面)	16 (換算値)	なし

試験片はエタノール、アセトンで洗浄後に初期重量を測定した。端部めっきのあり、なしに拘わらず、試験片の端部に封止処理は施さず、そのまま暴露した。

N 数は 3 としたが、回収した試験片のうち各 1 枚に対し、腐食減量測定を行うために除錆処理を行った。除錆処理は JIS Z 2371 附属書 JB にほぼ準拠して行った。

3. 暴露試験結果 (腐食減量測定結果)

暴露試験結果を示すにあたり、約 2 年間の暴露試験による腐食減量測定を実施し、本結果から耐用年数を試算することとした。

本来、耐用年数を試算するために必要な暴露試験継続期間は 5 年以上とされる。このことから試算される耐用年数と実際の耐用年数が大きく異なる可能性がある。また、回収した試験片の各 1 枚しか腐食減量測定に用いていないため、より誤差が大きくなる可能性がある。これらのことに留意して参考値としてご覧頂きたい。

本暴露試験結果は腐食減量測定という形でまとめた。腐食減量測定は均一腐食を対象として均質にめっき層が減肉していくことを想定しており、腐食減量測定結果から腐食減肉量を算出した (図 H4)。

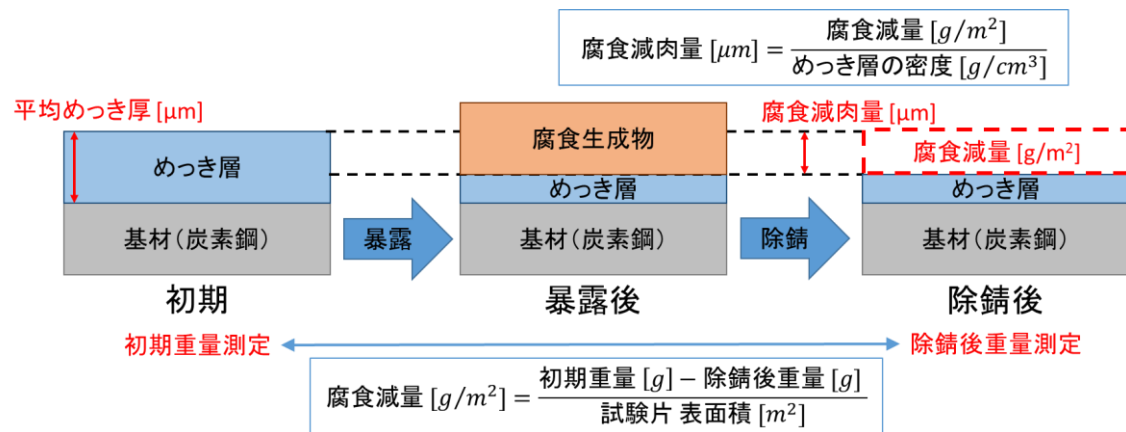


図 H4 腐食減量測定、腐食減肉量算出の模式図

腐食減量測定結果を表 H3～表 H6に、腐食減肉量算出結果を表 H7～表 H10 に示す。また、試験片の暴露日と回収日を表 H11 に示した。

表 H3 直接暴露試験 腐食減量測定結果(2017年回収分)							
		腐食減量 [g/m ²]					
暴露試験場	試験片No.	1	2	3	4	5	6
	伊賀	59.13	2.86	1.56	2.50	1.20	3.12
	銚子	304.18	8.39	3.26	4.24	3.44	5.09
	西原	189.17	6.22	3.97	4.15	2.37	5.85

表 H4 差へい暴露試験 腐食減量測定結果(2017年回収分)							
		腐食減量 [g/m ²]					
暴露試験場	試験片No.	1	2	3	4	5	6
	伊賀	50.47	0.58	0.31	1.16	0.71	3.93
	銚子	290.92	10.76	5.94	5.76	4.95	8.48
	西原	140.84	6.52	3.70	5.18	2.01	7.18

表 H5 直接暴露試験 腐食減量測定結果(2018年回収分)							
		腐食減量 [g/m ²]					
暴露試験場	試験片No.	1	2	3	4	5	6
	伊賀	114.11	4.24	2.95	3.12	1.86	3.17
	銚子	505.58	8.30	6.65	5.40	4.15	5.58
	西原	322.52	10.93	5.53	5.13	2.81	8.12

表 H6 差へい暴露試験 腐食減量測定結果(2018年回収分)							
		腐食減量 [g/m ²]					
暴露試験場	試験片No.	1	2	3	4	5	6
	伊賀	120.63	1.25	0.67	2.37	0.80	4.42
	銚子	750.89	25.08	15.71	10.62	9.42	19.41
	西原	291.90	14.06	11.56	8.79	4.78	13.12

表 H7 直接暴露試験 腐食減肉量算出結果(2017年回収分)							
		腐食減肉量 [μm]					
暴露試験場	試験片No.	1	2	3	4	5	6
	伊賀	7.52	0.40	0.22	0.37	0.19	0.67
	銚子	38.70	1.17	0.47	0.63	0.53	1.09
	西原	24.07	0.86	0.57	0.62	0.37	1.25

表 H8 差へい暴露試験 腐食減肉量算出結果(2017年回収分)							
		腐食減肉量 [μm]					
暴露試験場	試験片No.	1	2	3	4	5	6
	伊賀	6.42	0.08	0.04	0.17	0.11	0.84
	銚子	37.01	1.49	0.85	0.86	0.76	1.81
	西原	17.92	0.91	0.53	0.77	0.31	1.53

表 H9 直接暴露試験 腐食減肉量算出結果(2018年回収分)							
		腐食減肉量 [μm]					
暴露試験場	試験片No.	1	2	3	4	5	6
	伊賀	14.52	0.59	0.42	0.47	0.29	0.68
	銚子	64.32	1.15	0.95	0.81	0.64	1.19
	西原	41.03	1.52	0.79	0.77	0.43	1.73

表 H10 差へい暴露試験 腐食減肉量算出結果(2018年回収分)							
		腐食減肉量 [μm]					
暴露試験場	試験片No.	1	2	3	4	5	6
	伊賀	15.35	0.17	0.10	0.35	0.12	0.94
	銚子	95.53	3.48	2.24	1.59	1.45	4.14
	西原	37.14	1.95	1.65	1.31	0.74	2.80

表 H11 試験片の暴露期間			
暴露試験場	暴露開始日	2017年回収日 (暴露期間 [日])	2018年回収日 (暴露期間 [日])
伊賀	2016/5/31	2017/5/1 (335)	2018/5/1 (700)
銚子	2016/5/13	2017/5/29 (381)	2018/5/21 (738)
西原	2016/5/20	2017/5/10 (355)	2018/5/9 (719)

4. 各試験片の推定耐用年数

本暴露試験で用いた試験片は、No.1 を除き、亜鉛めっきまたは亜鉛合金めっきである。これらの腐食減量は以下の式(1)で推定できることが知られている^{H2)}。

$$W = at^n \quad (1)$$

W : 推定腐食減量 [g/m^2]

t : 暴露期間 [year]

a & n : 定数

しかし、上記式(1)で腐食減量の推定を行うと、暴露期間が非常に短く（暴露試験継続期間：2年）、各試験片で1枚のみで腐食減量を測定したため、腐食の実態と大きく乖離した推定がなされた。

そこで、各試験片の腐食減量と暴露期間から腐食速度を算出し、同じ試験片を同環境で暴露して得られる腐食速度の平均値を用いて腐食減量を推定した。

まず、各試験片の腐食減量と暴露期間からの腐食速度の算出は以下の式(2)で行った。

$$R_x = W_x/t_x \quad (2)$$

R_x : 試験片 x の腐食速度 [$g/(m^2 \cdot year)$]

W_x : 試験片 x の腐食減量 [g/m^2]

t_x : 試験片 x が暴露された期間 [year]

次にこれらの腐食速度 (R_x) から暴露期間のみが異なる腐食速度の平均値 (R_{Ave}) を求め、以下の式(3)を用いて、腐食減量の推定を行った。

$$W = R_{Ave}t \quad (3)$$

W : 推定腐食速度 [g/m^2]

R_{Ave} : 平均腐食速度 [$g/(m^2 \cdot year)$]

t : 暴露期間 [year]

これにより得られた式を用いて、暴露期間に対して推定される腐食減量を求めることができた。また、推定腐食減量を腐食減肉量に換算し、平均めっき厚の9割が減肉するのに必要な期間を推定することで耐用年数を試算した。

その結果を雨掛かりのある環境と雨掛かりのない環境に分けて、それぞれ表 H12、表 H13 に示す。ここでは太陽光発電システムの運用期間を考慮して、100年を区切りとして示した。

本推定方法(式(3))でも、2年間と非常に短い期間の暴露試験結果からの推定であるため、参考値であることに留意してご覧頂きたい。

表 H12 直接暴露試験（雨掛かりのある環境）での各表面処理の推定耐用年数（年）

試験片 No. 暴露試験場	2	3	4	5	6
伊賀（工業・内陸）	100 以上	100 以上	58.31	100 以上	26.55
銚子（田園・準沿岸）	81.12	98.25	37.64	45.86	17.64
西原（田園・沿岸）	82.47	91.45	36.76	63.14	13.31

表 H13 遮へい暴露試験（雨掛かりのない環境）での各表面処理の推定耐用年数（年）

試験片 No. 暴露試験場	2	3	4	5	6
伊賀（工業・内陸）	100 以上	100 以上	100 以上	100 以上	20.49
銚子（田園・準沿岸）	43.37	46.80	23.47	26.16	7.62
西原（田園・沿岸）	71.16	65.13	25.95	54.44	9.62

また、本推定で用いた各試験片の推定曲線を図 H5 から図 H 10 に示す。本来、No.1 の試験片は上記式で求められないが、比較のために同様の方法で推定した腐食減肉量を図 H5 に示した。

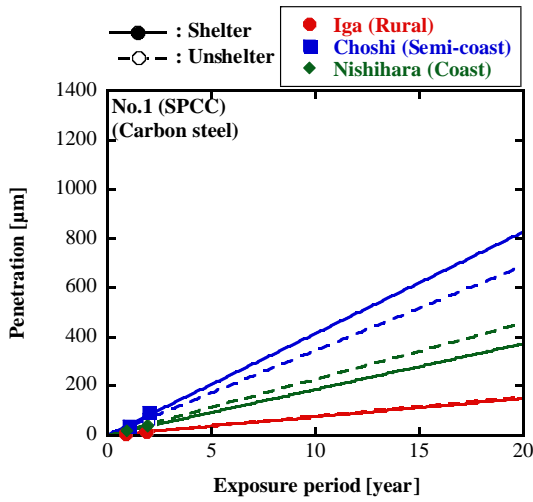


図 H5 試験片 No. 1 の推定腐食減肉量

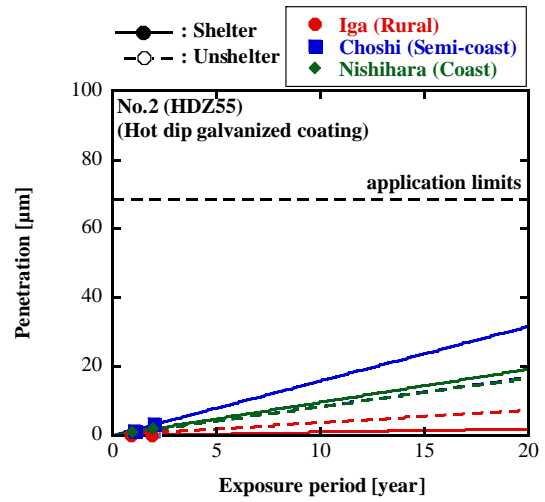


図 H6 試験片 No. 2 の推定腐食減肉量

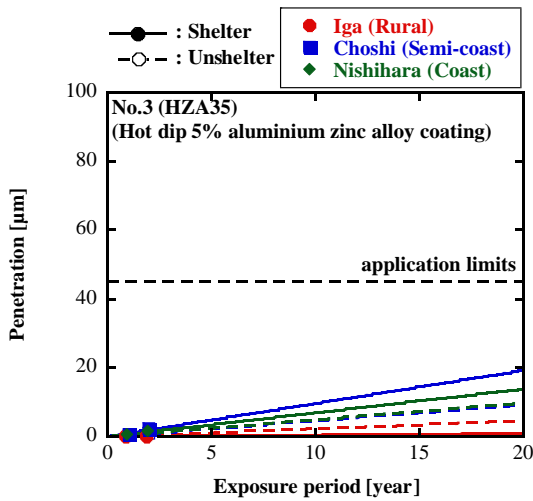


図 H7 試験片 No. 3 の推定腐食減肉量

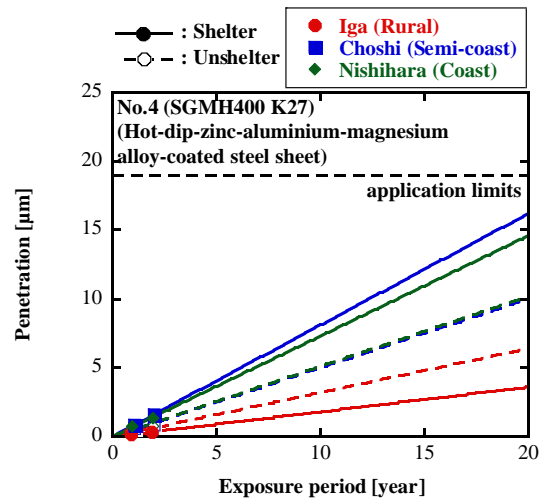


図 H8 試験片 No. 4 の推定腐食減肉量

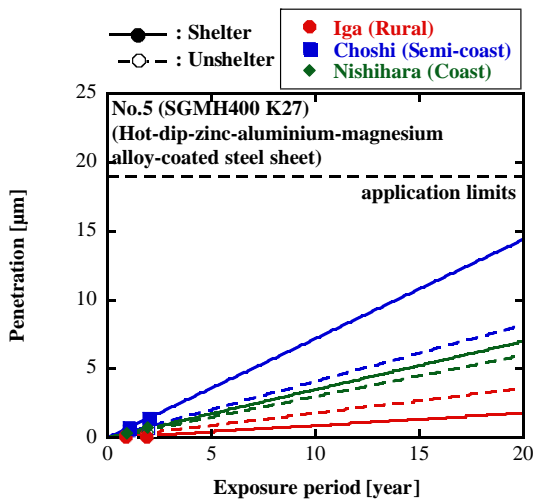


図 H9 試験片 No. 5 の推定腐食減肉量

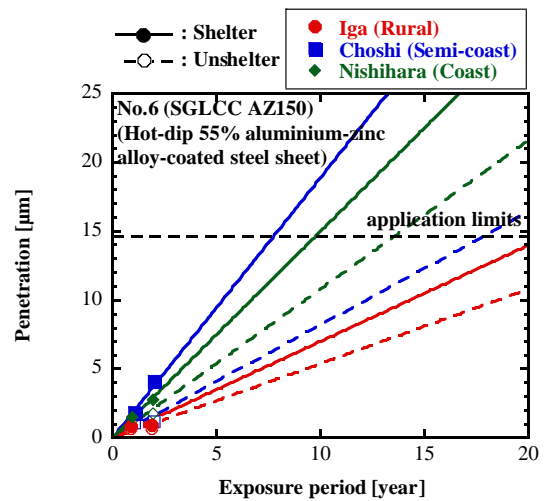


図 H10 試験片 No. 6 の推定腐食減肉量

5. まとめ

一般的に直接暴露試験と遮へい暴露試験を比較した場合、飛来塩分量が少ない地域では直接暴露試験より遮へい暴露試験のほうが腐食しない。一方で飛来塩分量が大きい地域では直接暴露試験より遮へい暴露試験のほうが腐食する。これは雨には水の供給（腐食促進）と洗浄効果（腐食抑制）の2つの効果があるためであり、本暴露試験結果もこの傾向と一致した。

なお、海から約3.5 km内陸の銚子の遮へい暴露試験を行った試験片が最も腐食している。JIS Z 2381 附属書 C の海塩区分でも海岸線から2 kmを超えて20 km以内を準沿岸としていることから、海の直近でなくとも腐食が進展しやすいと考え、材料を選択することが重要である。

また、試験片 No.4、5、6 は端部にめっきがない。試験片 No.2、3 もエッジ部はめっきがのりにくく、平均めっき厚よりも薄い可能性がある。これらを含めた要因により試算される耐用年数より短期間で問題が生じる可能性がある。

これらのことから、太陽電池架台に用いる材料を選定するには、設置予定地の環境を詳細に調査することが必要であり、特に飛来塩分量（融雪剤の散布も含む）を調査する必要がある。この調査結果に合わせ、表面処理を選定することが望ましい。

参考文献

- H1) 藤橋健太, 奥地丈浩, 奥地誠, 押川渡, 篠原正, 片山英樹, 高耐食性めっき鋼板の直接暴露試験と遮へい暴露試験による比較研究, 材料と環境 2018, B-302 (2018)
- H2) 押川渡, 辻川茂男, 亜鉛の大気・室内腐食における速度式 $W=at^n$, Zairyo-to-Kankyo, 52, 249-253 (2003)

以上

地際を含む浅層土壌中の腐食試験と腐食対策

1. 導入、背景

建築や土木分野で用いられる鋼杭や土壌に埋設されたパイプラインなどの土壌中の鋼構造物は、暴露試験に基づいて一律の腐食速度が用いられている。その腐食速度に基づき、供用年数に合わせ腐食しろを設定しているが、各土壌環境の違いを考慮せず一定の値を用いるため、地際部等で腐食が早く進展し、照明用鋼製ポールなどで倒壊事故も発生している。

太陽光発電システムの基礎に鋼杭が用いられることが多いが、土壌腐食についてはほとんど検討がなされていない。そこで土壌中の暴露試験を実施した。解明には程遠く、腐食速度を求めるにも至っていない結果¹⁾ではあるが、腐食しろや防食処置を選択する際の参考になれば幸いである。

2. 実験方法（腐食減量測定）

暴露試験は以下の3地点で2016年5月から実施し、2017年5月、2018年5月に試験体を回収した。

- 三重県伊賀市（奥地建産(株) 三重工場内）
 - 34° 47'50.5" N ・ 136° 13'12.5" E
 - 以下、伊賀または Iga とする。
- 奈良県葛城市（奥地建産(株) 葛城発電所内）
 - 34°28'14.7"N ・ 135°44'24.0"E
 - 以下、葛城または Katsuragi とする。
- 沖縄県中頭郡西原町（琉球大学 千原キャンパス内）
 - 26° 15'7.8" N ・ 127° 46'5.0" E
 - 以下、西原または Nishihara とする。

各暴露試験場を JIS Z 2381 附属書 C に従って区分すると表 II のようになる。

表 II 各暴露試験場の区分

暴露試験場	気候区分	大気汚染区分	海塩区分
伊賀	太平洋・南	工業地域	内陸
葛城	太平洋・南	田園地域	内陸
西原	南西諸島	田園地域	沿岸

暴露した試験体を図 I1 に、図 I1(b)の円筒形試験片材料 (JIS G 4061 S45C) のミルシートの抜粋を表 I2 に示した。円筒形試験片 (図 I1(b)) は、深度 50mm ごとに腐食減量を測定できるように取り付けられ、内面と上下面には低温黒色クロムめっきを施し、外表面が腐食するようにした。また、円筒形試験片同士は電氣的に短絡させており、マクロセル腐食による腐食減量も測定できるようにした。

試験体は各暴露試験場において水道水、エタノールで洗浄し、油圧ハンマーによって打ち込んだ。伊賀、葛城では腐食減量の測定範囲が大気中に約 300mm、土壌中に約 1,200mm となるようにした。西原では土が硬く同様に打ち込む事ができず、腐食減量の測定範囲が大気中に約 600mm、土壌中に約 900mm となった。

回収は油圧ジャッキやチェーンブロック等を併用して引抜いた。試験体は各試験場において水道水で付着した土をある程度、落とし、ウエス等で水分を拭き取って持ち帰った。持ち帰った試験体は、再度、水道水でたわしを用いて可能な限り土を落とした。

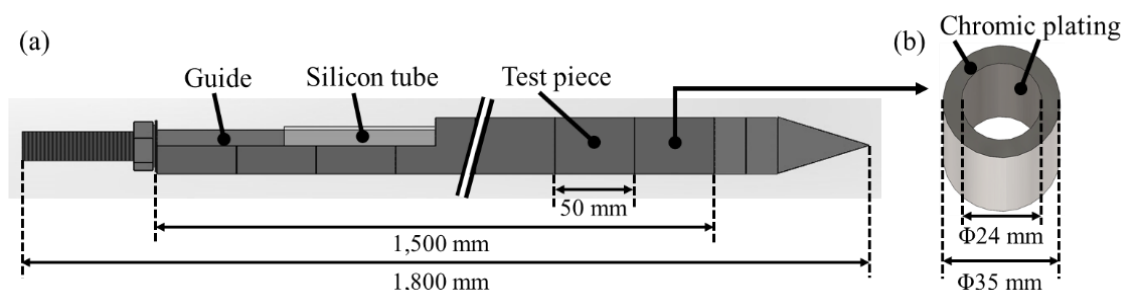


図 I1 試験体の (a) 全景と (b) 円筒形試験片の模式図

表 I2 円筒形試験片の化学組成 (ミルシート抜粋)

	化学組成 [mass%]					
	C	Si	Mn	P	S	Fe
円筒形試験片	0.46	0.21	0.65	0.008	0.018	Bal.

回収した円筒形試験片は腐食減量を測定するために、腐食抑制剤 (インヒビター) を添加した塩酸除錆液に全体を浸漬して除錆処理を行った。しかし、この除錆液では内面の低温黒色クロムめっきも溶解するため、予め円筒形試験片のブランク材 3 体を同様の除錆液に浸漬し、処理を行って算出した平均めっき質量を考慮して腐食減量を算出した。

3. 実験方法（表面処理鋼管の断面観察）

太陽光発電システムの基礎として用いられる鋼杭の表面処理の耐食性を評価するため、腐食減量測定と合わせて、各表面処理を施した鋼管も同様に暴露した。暴露した試験体を表 I3 に示す。ここで暴露した試験体は、全て JIS G 3444 STK400-E-G で示される鋼管であり、長さ 1,800 mm、外径 $\phi 60.5$ mm である。

表 I3 試験片の種類とその仕様

No.	表面処理名	規格(めっき) (めっき付着量)	板厚 [mm]	規格上の めっき付着量 [g/m ²]
1	溶融亜鉛めっき鋼板	JIS G 3302 Z27	3.2	275 (両面)
2	溶融亜鉛-アルミニウム-マ グネシウム合金めっき鋼板	JIS G 3323 K27	3.2	275 (両面)
3	溶融亜鉛めっき鋼板 +塗装 (ポリエステル)	JIS G 3302 Z27	3.2	275 (両面) +塗膜厚さ : 100 μ m

これら表面処理鋼管の回収、洗浄も腐食減量測定用の試験体と同様の方法で行った。

次に外観観察を行った後に、地際部を基準に切断し、フェノール樹脂への埋め込み、湿式研磨し、断面観察試料とした。断面観察は電子線マイクロアナライザー（E PMA、日本電子製 JXA-8200）で行った。観察の前処理として炭素を試料表面に蒸着し、電気伝導性を確保した。E PMAでは、腐食生成物とめっき層の定性分析、元素マッピングを行い、各表面処理の酸化箇所の特定制と土壤腐食への耐食性を評価した。

4. 腐食減量測定結果

各暴露試験場での暴露期間を表 I4 に示す。この暴露期間は腐食減量測定用の試験体と表面処理鋼管で共通である。

表 I4 試験体、表面処理鋼管の暴露期間

暴露試験場	暴露開始日	2017 年回収日 (暴露期間 [日])	2018 年回収日 (暴露期間 [日])
伊賀	2016 年 5 月 31 日	2017 年 5 月 1 日 (335 日)	2018 年 5 月 1 日 (700 日)
葛城	2016 年 5 月 27 日	2017 年 5 月 2 日 (340 日)	2018 年 5 月 2 日 (705 日)
西原	2016 年 5 月 20 日	2017 年 5 月 9 日 (354 日)	2018 年 5 月 10 日 (720 日)

次に各暴露試験場で 1 年間暴露された腐食減量測定用の試験体の腐食外観と円筒形試験片の代表的な腐食外観を図 I2～図 I4 にそれぞれ示す。

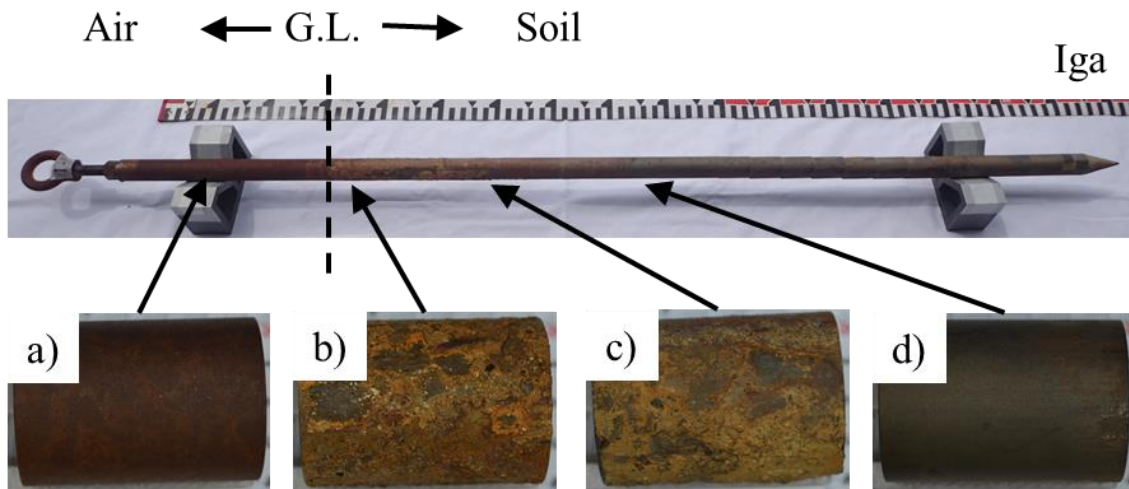


図 I2 伊賀暴露試験場で暴露された試験体の外観と円筒形試験片
a) 空气中、b) 地際部、c) 浅層土壌中、d) 深層土壌中

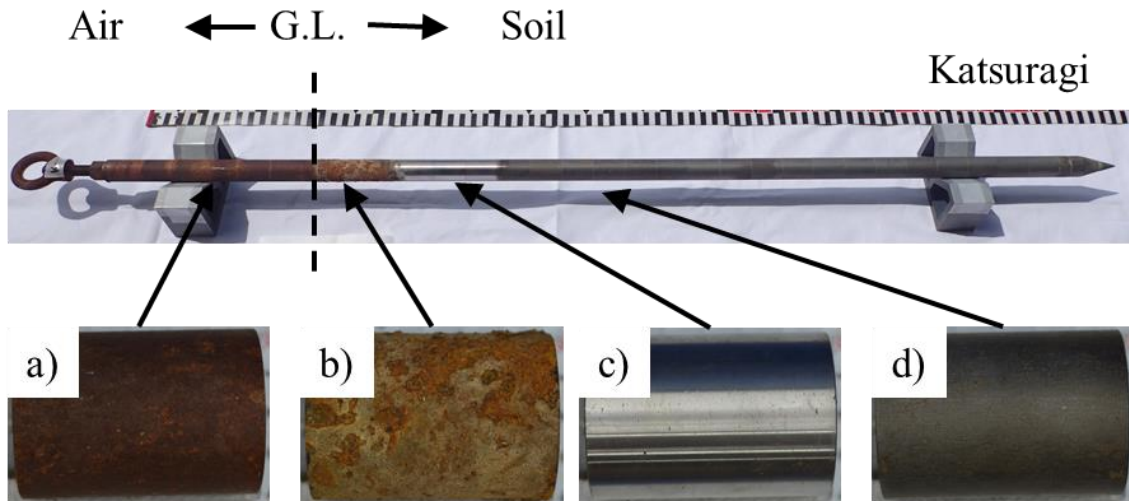


図 I3 葛城暴露試験場で暴露された試験体の外観と円筒形試験片
 a) 空气中、b) 地際部、c) 浅層土壌中、d) 深層土壌中

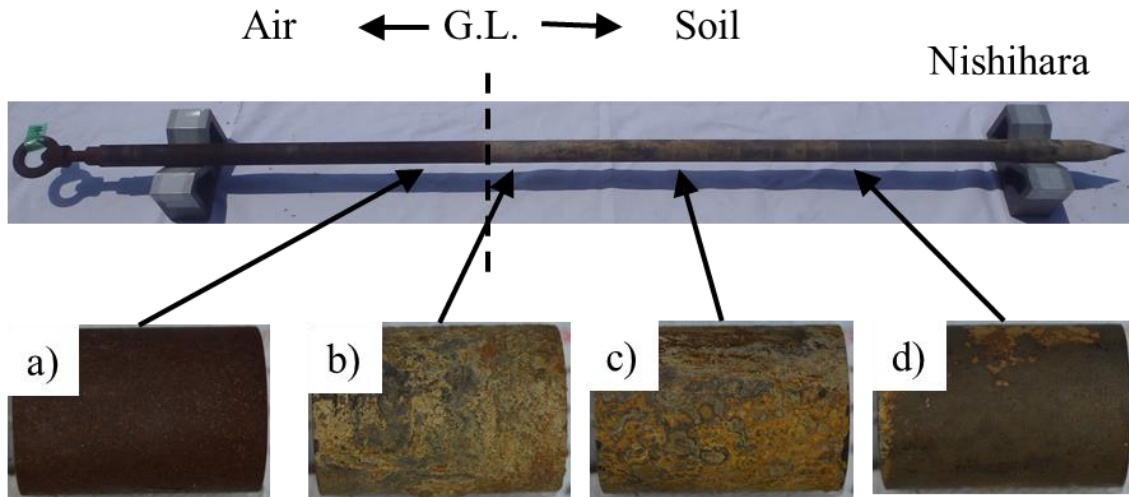


図 I4 西原暴露試験場で暴露された試験体の外観と円筒形試験片
 a) 空气中、b) 地際部、c) 浅層土壌中、d) 深層土壌中

これら試験体の腐食減量測定結果から各円筒形試験片の平均腐食減肉量を算出した。その算出結果を図 I5～図 I7 に示す。表 I4 の暴露期間を見ると各暴露試験場で異なり、正確に 1 年間、または 2 年間暴露したわけではないが、図 I5～図 I7 の結果は 2017 年に回収した試験体の平均腐食減肉量を 1 年間暴露した値、2018 年に回収した試験体の平均腐食減肉量を 2 年間暴露した値として用いた。

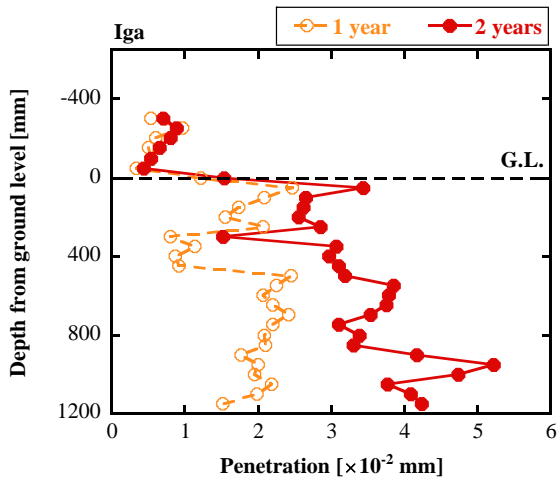


図 15 伊賀暴露試験場で暴露された試験体の深さ毎の平均腐食減肉量

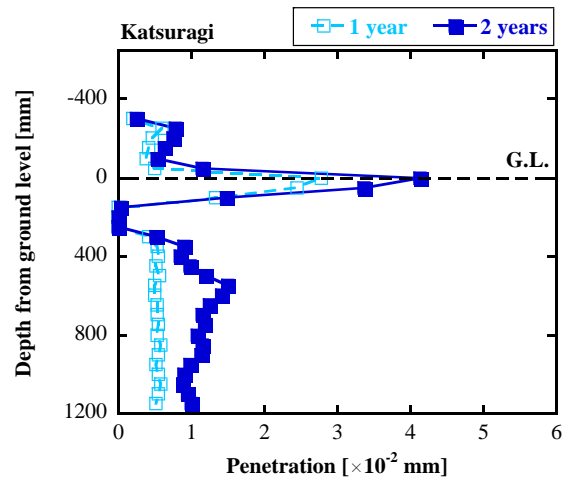


図 16 葛城暴露試験場で暴露された試験体の深さ毎の平均腐食減肉量

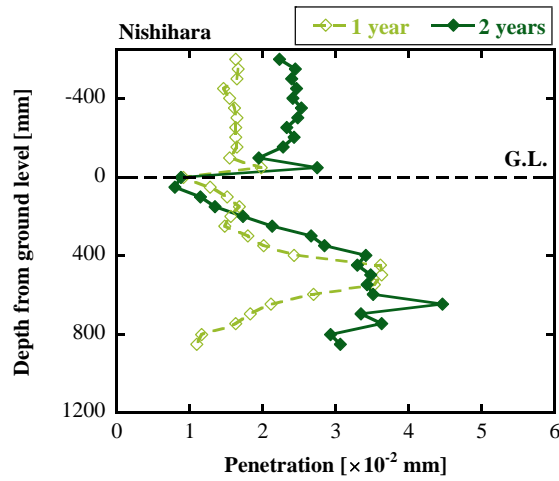


図 17 西原暴露試験場で暴露された試験体の深さ毎の平均腐食減肉量

5. 表面処理鋼管の断面観察結果

土壌中におけるめっき層の防食性を評価するため、各暴露試験場に暴露された表面処理鋼管の断面分析を行った¹²⁾。西原で1年間暴露された表面処理鋼管(No.1)の外観とEPMAによる元素マッピングを図18に、No.2を図19に、No.3を図110に示した。

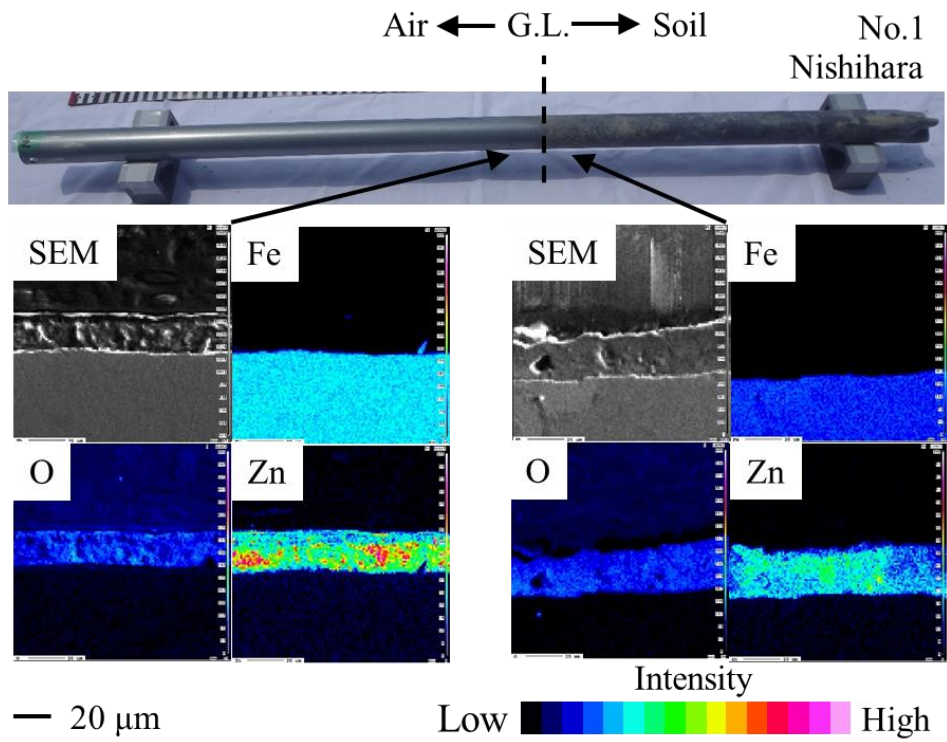


図 18 西原で暴露された表面処理鋼管 (No. 1) の外観と断面の元素マッピング
(左 : 大気中、右 : 土壌中)

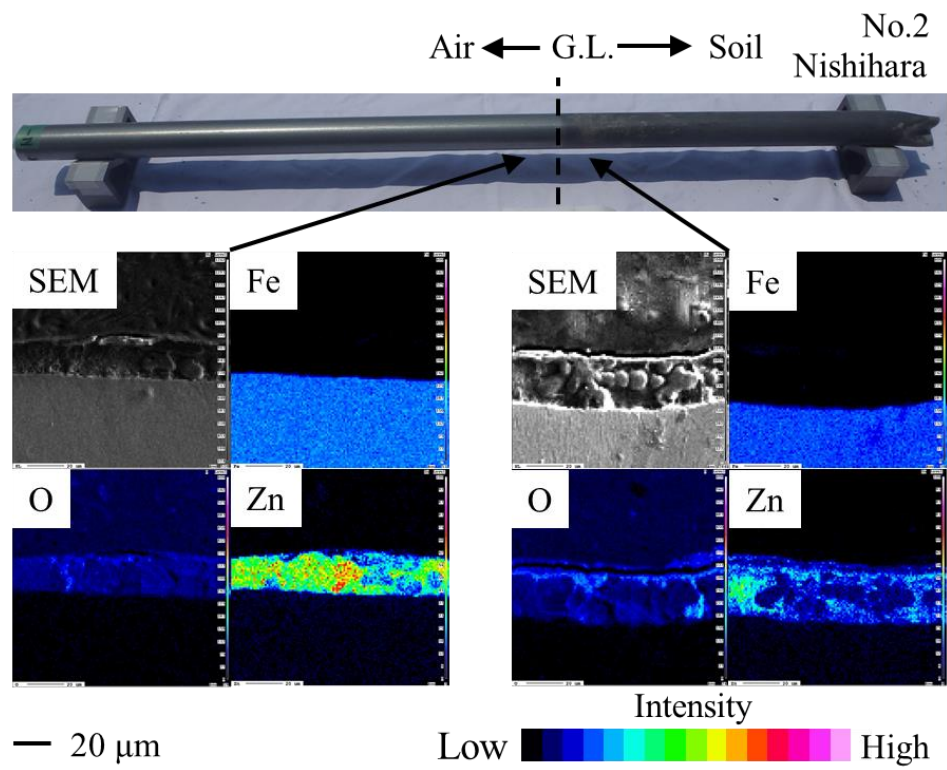


図 19 西原で暴露された表面処理鋼管 (No. 2) の外観と断面の元素マッピング
(左 : 大気中、右 : 土壌中)

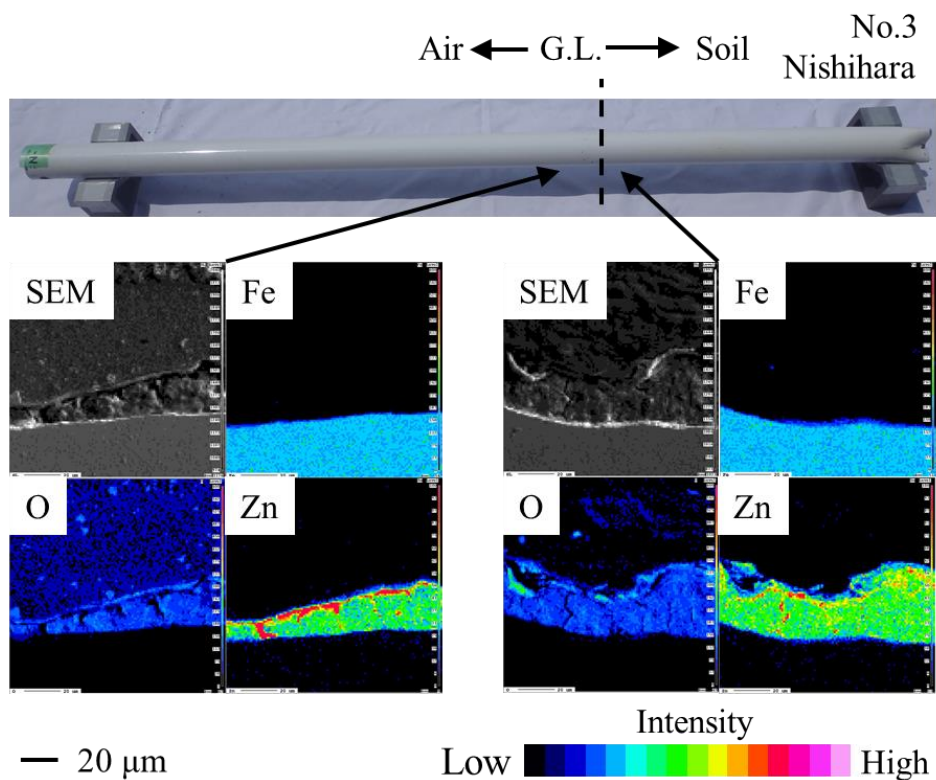


図 I10 西原で暴露された表面処理鋼管 (No. 3) の外観と断面の元素マッピング
(左 : 大気中、右 : 土壌中)

6. まとめ

建築、土木に用いられる鋼杭は、一般に土壌腐食に対する腐食ししろを片面（土壌に接触している面）につき 1mm 確保することとなっている。図 I5～図 I7 の年間平均減肉量を考え、その腐食速度が維持されるとすると、全ての円筒形試験片で減肉量が 1mm に達するまで 20 年以上必要であることがわかり、太陽光発電システムで用いることも妥当であると考えられる。

また、図 I8、図 I9 の Zn（亜鉛）マッピングにおいて、大気中と土壌中を比較すると、土壌中の Zn（亜鉛）の残留量は大気中と同等かそれ以下となっており、土壌中のほうが大気中よりも Zn（亜鉛）の溶出が早いことが考えられた。これは亜鉛系めっきの溶出が早いことを示しており、効果は限定的と言わざるを得ない。

これらのことから、土壌腐食に対しては腐食ししろを確保することが最も効果的であり、大気中で有効とされるめっきによる防食は効果を確認してから用いることが望ましい。特に土壌中で腐食が発生すると点検が容易でなく、鋼杭の交換も難しいことに加え、施工後に防食を施すことが難しいため、設計段階で腐食ししろを十分確保することが望ましい。

参考文献

- I1) 藤橋健太, 奥地誠, 押川渡, 田原晃, 篠原正, 片山英樹, 鋼製杭の浅層土壤中における暴露試験, 材料と環境, 67, 216-221 (2018)
- I2) 藤橋健太, 奥地丈浩, 奥地誠, 押川渡, 篠原正, 片山英樹, 表面処理鋼管杭の地際部、浅層土壤中における腐食評価, 第 65 回材料と環境討論会 (2018), A-210 (2018)

以上

耐食性を評価する腐食試験の代表例

1. 導入、背景

ガイドライン中では、材料の耐食性については新規材料を用いる場合または耐食性が不明の場合は耐食性に問題がないことを確認して用いることとした。しかし、材料の種類や使用環境などによって腐食形態は多種多様であり、これに応じた腐食に関する試験は様々である。そのため、この中から目的に適応する試験方法を選択し、適切に実施、評価する必要がある。

各試験方法の原理は簡単でも、実際に試験方法を選択、実施、評価するには高度な専門性が求められ、容易ではない。そこで、鋼材、アルミニウム合金材について、太陽光発電システムの使用環境、そこで見られる腐食形態に合わせた試験方法の例を紹介する。腐食試験を実施する場合の参考となれば幸いである。

なお、一つの試験でガイドライン中にて挙げた全ての腐食形態（均一腐食、異種金属接触腐食など）に対する耐食性を評価することはできないことに留意して頂きたい。

2. 腐食試験の種類

太陽光発電システムで主に使用される材料は、8.1 適用範囲で示した通り、鋼材、アルミニウム合金材である。これらの材料を含めた耐食性を評価するための腐食試験は、以下の文献にまとめられている。

- 社団法人腐食防食協会、腐食・防食ハンドブック（2000年、丸善出版）
- 防錆・防食技術総覧編集委員会、防錆・防食技術総覧（2000年、産業技術サービスセンター）

上述の文献は、腐食試験の原理から具体的な試験方法まで詳しく説明がなされ、耐食性を評価するためには十分な知見が記載されている。しかし、金属、セラミックス、高分子など多種多様な材料について記載されているため、適切な試験の選択から実施、評価には非常に高度な専門的知識を要する。

太陽光発電システムで主に使用される材料の耐食性を評価するための腐食試験は、以下の3つに大別できる。

- ① 暴露試験
- ② 促進腐食試験
- ③ 電気化学試験

ここでは、各試験について試験概要と実施の際に参考となる文献を以下にまとめた。しかし、これらの試験でも非常に高度な専門的知識を要することから、専門家と十分協議の上、実施することが望ましい。

3. 暴露試験

暴露試験は、使用する環境下で材料および／または製品を暴露して、それらの化学的性質、物理的性質および性能の経時変化を調査する試験をいう。使用する実環境の下で実施するので、現場に即した耐食性の評価が可能な唯一の試験方法である。しかし、実際に腐食するまで暴露することから、結果が得られるまでの期間が長期にわたる。得られた結果は促進腐食試験の耐食性評価の指標として用いられる。

暴露試験方法は、大気環境下での暴露試験では、JIS Z 2381 大気暴露試験方法通則が制定されているので、これに準拠して行うことが望ましい。参考となる文献を例として以下に示した。

- 一般財団法人日本ウエザリングテストセンター、大気暴露試験ハンドブック (2007 年)

4. 促進腐食試験

促進腐食試験は、室内の試験機により特定の環境因子（塩水や腐食性ガスなど）を用いて耐食性を評価する試験をいう。暴露試験と比較して短期間で試験結果を得られるが、その試験結果から、暴露試験とどのような関係にあるのか、使用する環境下での耐食性が発揮されるのかなど、明確な回答が得られ難い場合が多い。得られた結果は暴露試験結果を指標とするため、暴露試験の実施が必要となる場合もある。

促進腐食試験のうち、塩水を用いる方法は、塩分や温度および湿度などの影響による腐食の評価を行うため様々な条件があり、JIS Z 2371 塩水噴霧試験方法、JIS H 8502 めっきの耐食性試験方法が制定されている。実施する場合は、これらの試験方法に準拠して行うことが望ましい。また、参考となる文献を例として以下に示した。

- 一般財団法人日本ウエザリングテストセンター、促進暴露試験ハンドブック (2009 年)

5. 電気化学試験

電気化学試験は、ある環境中における材料の電気化学的酸化還元挙動を調べる試験をいう。対象とする環境と等価な試験液に、同じく対象とする材料と等価な作用電極を浸漬し、その自然電極電位や分極曲線を参照電極と対極を用いて測定する。腐食速度の推定は、適切に実施すれば、暴露試験と比較して高感度かつ短時間で行える。しかし、適切な試験液の調製や電極、測定器機の選定と使用、結果の解釈などで、非常に高度な専門的知識を必要とするため、不安定要素を多分に含む。

電気化学試験は、一部規格化されているもの（JIS G 0577 ステンレス鋼の孔食電位測定方法、JIS G 0592 ステンレス鋼の腐食すきま再不働態化電位測定方法など）もあるが、一般的には目的に応じた試験方法の確立が必要となる。そこで、大気環境中で電気化学試験を行ううえで参考となる文献を例として以下に示した。

- 西方篤、大塚俊明、腐食防食の基礎と測定法(4) 大気腐食環境での電気化学計測, *Electrochemistry*, 83, 6, pp.483-488 (2015)
- A. Nishikata, F. Suzuki, T. Tsuru, Corrosion monitoring of nickel-containing steels in marine atmospheric environment, *Corrosion Science*, 47, 10, pp.2578-2588 (2005)

6. まとめ

太陽光発電システムで主に使用される材料の太陽光発電システムでの使用環境を考慮した腐食試験の代表例を示した。主要な腐食試験方法は規格化されており、太陽光発電システムの環境に応じて応用して実施することで、耐食性の評価を行うことが可能となる。しかし、これを実現するためには非常に高度な専門的知識を要するため、専門家と十分協議の上、実施することが望ましい。

特に 4. 促進腐食試験、5. 電気化学試験は、結果を短時間で得ることが可能であるが、耐食性の評価においては、3. 暴露試験の補助的に行われることが多く、単独の試験では確実な結論が得られ難い。そのため、4. 促進腐食試験、5. 電気化学試験は事実上、実施しても評価できないと思われることから、3. 暴露試験を中心に行うことが望まれる。

以上

この技術資料は、国立研究開発法人新エネルギー・産業技術総合開発機構（NEDO）の委託業務「太陽光発電システム効率向上・維持管理技術開発プロジェクト／太陽光発電システムの安全確保のための実証」事業において奥地建産株式会社・一般社団法人太陽光発電協会が作成した成果物です。