

「対応例」や「考え方の事例」は、ひとつの例を示すもので、他の設計を否定するものではありません。
また、建物の構造的性状によっては他の手法が望ましい場合もありますのでご注意ください。

2	荷重及び外力
2.2	固定荷重及び積載荷重
	2.2.3) 設計荷重の設定 倉庫、書庫の荷重設定根拠の説明事例

【解説】

(1) 背景

実状にあった積載荷重を設定する必要があるため、その根拠を確認したものです。

倉庫業を営む倉庫における床の積載荷重としては、令第85条第3項に3900N/m²以上とする、との内容の記述があります。また、下記の指導・指針等があります。

(1) 建築構造設計指針 2010 (監修 東京都建築構造行政連絡会)

“倉庫業を営む倉庫の床の積載荷重は状況によるが、3900N/m²未満でも3900N/m²としなければならない。この場合、床、ラーメン、地震力の積載荷重の比率は、床の構造計算をする場合を100とした場合に、大梁・柱・基礎の構造計算をする場合80以上、地震力を計算する場合65以上を標準として、実情により算出する。”とあります。例えば、

床用：6000N/m² 梁・柱・基礎用：4900N/m² 地震力用：3900N/m² となります。

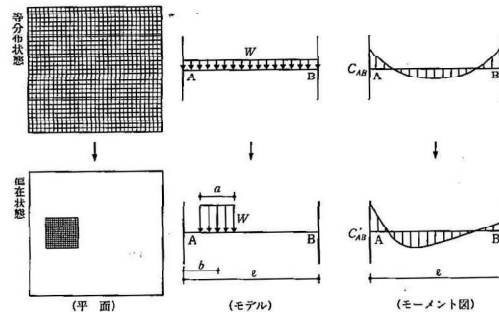
(2) 愛知県建築基準法関係例規集

“倉庫業を営む倉庫の積載荷重は、地震力用 3900N/m²以上、床用・ラーメン用は下記数値を標準として実況に応じて算定する。床用は地震力用の1.55倍以上、ラーメン用は地震力用の1.25倍以上”とあります。例えば、

床用：6100N/m² 梁・柱・基礎用：4900N/m² 地震力用：3900N/m² となります。

なお、大きな積載荷重の時は部分積載、偏在時の応力と設計を確認することが必要な場合があります。(書庫についても同じ。)

偏在の状態
建築物荷重指針・同解説(2004), p204



(2) 設計に対する考え方の事例

使用目的にあった設定をしているか、建築主などとの打ち合わせをふまえ、等分布・偏在・集中などを適切に設定・考慮した設計用積載荷重としている。

【参考文献・資料】

- ・ 令85条3項
- ・ 建築構造設計指針 2010(監修 東京都建築構造行政連絡会), (社)東京都建築士事務所協会, p48
- ・ 愛知県建築基準法関係例規集[平成23年版](第7版), (社)愛知県建築士事務所協会, p190
- ・ 建築物荷重指針・同解説(2004), 日本建築学会, p204

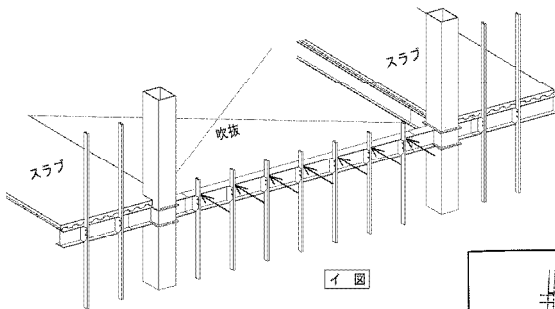
「対応例」や「考え方の事例」は、ひとつの例を示すもので、他の設計を否定するものではありません。
また、建物の構造的性状によっては他の手法が望ましい場合もありますのでご注意ください。

2	荷重及び外力
2.5	風圧力
	<p>2.5.1) 大屋根に対する吹き上げ及び吹き降ろし (大屋根に対する吹き上げ及び吹き降ろしの検討)</p> <p>2.5.2) 風力係数における外圧係数・内圧係数 (風圧力について、風力係数における外圧係数及び内圧係数の確認と間柱と胴縁の設計)</p> <p>2.5.3) 風圧力を受ける柱及び梁 (風圧力作用時の応力計算について、建築物全体に作用する層せん断力が入力されているが、柱・梁等の各部材に作用する風圧力が入力されているかの確認)</p> <p>2.5.4) 風圧力によるたわみ (『風時のたわみは大きい法的な制限値はない』という考え方について、設計上問題ないことの見解)</p>

【解説】

(1) 背景

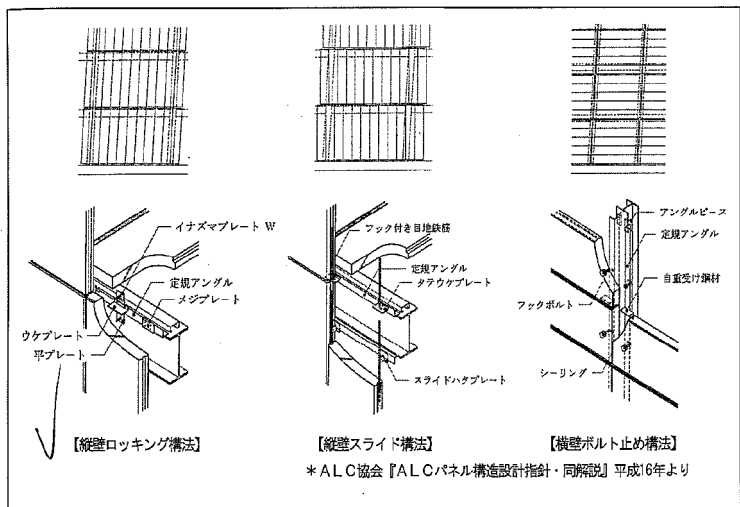
- 1) 構造種別に関わらず、建築基準法施行令第39条(屋根ふき材等の緊結)に基づき、屋根材等の安全性の確認が必要となってきます。(関連：令第82条の4、平12建告第1458号、令第87条、平12建告第1454号)特に鉄骨造においては、風荷重が支配的になることもあります。
- 2) 間柱、胴縁の設計において、i)壁における風力係数(=風荷重)の考慮、ii)納まりによる荷重型、それに伴う応力に疑問があるものがみられます。例えば、2連梁が可能な寸法か、施工上可能な納まりかどうか等です。
閉鎖型と開放型では、建築物に作用する風圧力が違う、平12建告第1454号と平12建告第1458号では、風圧力にガスト影響係数(Gf)が考慮されるか否かによって値が変わり、併せて、風力係数も大きく変わってくる等、様々な事項があるので注意が必要です。



- 3) 鉄骨造等における柱、梁等各部材(層への水平力ではなく)への荷重付加による応力への検討は、床抜け部の梁弱軸(面外)方向への検討が必要な場合があります。(イ図)

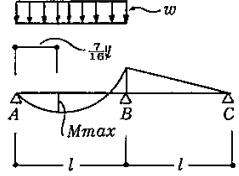
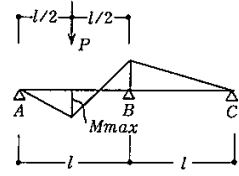
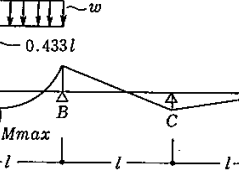
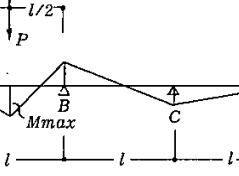
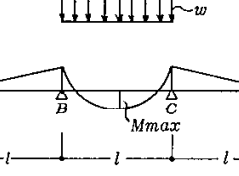
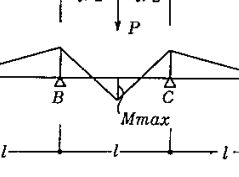
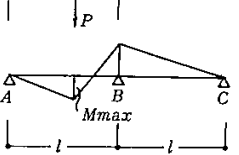
- 4) 屋根の折板や瓦棒、スレート等、外壁の鉄板、スレート等仕上げにより、多少変形量が大きくても良い場合や、ガラスやALC等の各仕上げにより、それらの許容変形量も考慮する必要があります。

建物の使用上差し支えないこと、例えば外壁の剥落等の恐れが無い程度の確認はする必要があると思われます。
1)～4)は、それらの事項に対する指摘です。



* ALC協会『ALCパネル構造設計指針・同解説』平成16年より

参考-1 連続梁の応

荷重状態, 曲げモーメント図, スパン l	反 力 R	曲 げ モ ー メ ン ト M
	$R_A = \frac{7}{16} wl$ $R_B = \frac{10}{16} wl$ $R_C = -\frac{1}{16} wl$	$M_B = \frac{1}{16} wl^2$ $M_{max} = \frac{49}{512} wl^2$
	$R_A = \frac{13}{32} P$ $R_B = \frac{22}{32} P$ $R_C = -\frac{3}{32} P$	$M_B = \frac{3}{32} Pl$ $M_{max} = \frac{13}{64} Pl$
	$R_A = 0.433 wl$ $R_B = 0.651 wl$ $R_C = -0.101 wl$ $R_D = 0.017 wl$	$M_B = 0.067 wl^2$ $M_C = 0.017 wl^2$ $M_{max} = 0.094 wl^2$
	$R_A = 0.400 P$ $R_B = 0.725 P$ $R_C = -0.150 P$ $R_D = 0.025 P$	$M_B = 0.100 Pl$ $M_C = 0.025 Pl$ $M_{max} = 0.200 Pl$
	$R_A = R_D = -0.050 wl$ $R_B = R_C = 0.550 wl$	$M_B = M_C = 0.050 wl^2$ $M_{max} = 0.075 wl^2$
	$R_A = R_D = -0.075 P$ $R_B = R_C = 0.575 P$	$M_B = M_C = 0.075 Pl$ $M_{max} = 0.175 Pl$
	$R_A = \frac{Pb}{4l^3} \{ 4l^2 - a(l+a) \}$ $R_B = \frac{Pa}{2l^3} \{ 2l^2 + b(l+a) \}$ $R_C = -\frac{Pab}{4l^3} (l+a)$	$M_B = \frac{Pab}{4l^2} (l+a)$ $M_{max} = \frac{Pab}{4l^3} \{ 4l^2 - a(l+a) \}$

参考-2 鉄骨梁のたわみ略算式

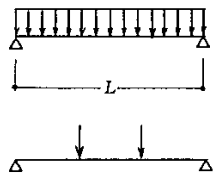
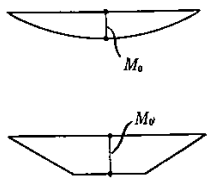
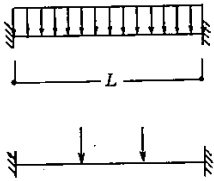
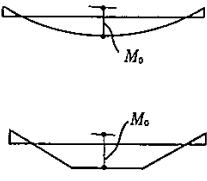
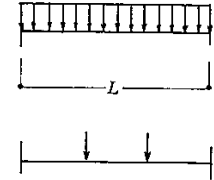
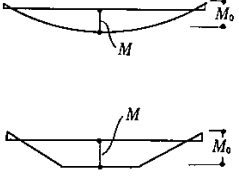
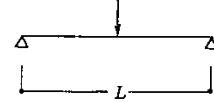
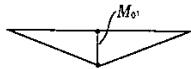
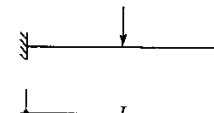
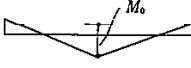
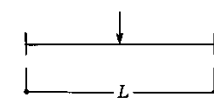
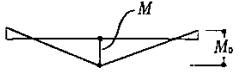
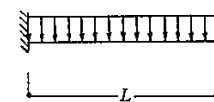

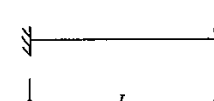
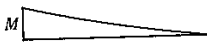
単位 δ : cm

L : m

$E=2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$

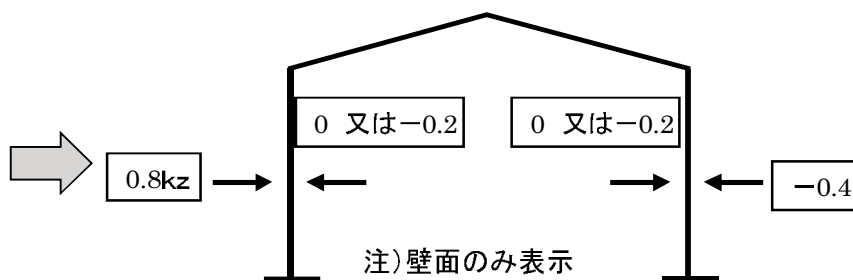
M_o, M : t·cm

I : cm⁴

両端状態	荷重状態	曲げモーメント	たわみ (δ)
ピン			$\delta = \frac{0.5 M_o L^2}{I}$
固定			$\delta = \frac{0.1 M_o L^2}{I}$
半固定			$\delta = \frac{0.6 M - 0.1 M_o}{I} L^2$
ピン			$\delta = \frac{0.4 M_o L^2}{I}$
固定			$\delta = \frac{0.1 M_o L^2}{I}$
半固定			$\delta = \frac{0.6 M - 0.2 M_o}{I} L^2$
片持はり			$\delta = \frac{1.19 M L^2}{I}$
片持はり			$\delta = \frac{1.59 M L^2}{I}$

(2) 設計に対する考え方の事例

- 1) 法に基づく安全性の確認は必要となってきますが、屋根材の軽重によって必要性が違います。
 - ・屋根の材質がコンクリートスラブ等の場合は、設計方針へ省略して差し支えない旨説明を明記している。
 - ・折板等軽い場合は、法に基づいた、また、不利側の条件下での安全性の確認を行なっている。
- 2) 間柱、胴縁の納まりを考慮し、施行令第82条の4、平12建告第1458号に基づき安全性を確かめている。
 - ・納まりを考慮した荷重型による応力、たわみ等から各部材の安全性を確認している。



間柱、耐風梁、胴縁の設計は、壁面に作用する風圧力の計算における風力係数 C_f は
外圧係数 C_{pe} - 内圧係数 C_{pi} で算定する。
上図の場合、 $C_f = 0.8kz - (-0.2)$

- 3) 層の水平力算定と併せて、外装が鉄骨柱弱軸側に取り付く部分について、個材部分曲げ等の検討をしている。
 - ・梁面外方向の検討を行い、上下フランジ面に面外方向に有効な部材を配置し、また H 形鋼梁にカバープレートを設け対処している。
- 4) 変形量をメーカー等の実験資料を元に検討している。あるいは、最大変形量を 2cm 以下とするなどの配慮をしている。

【参考文献・資料】

「対応例」や「考え方の事例」は、ひとつの例を示すもので、他の設計を否定するものではありません。
また、建物の構造的性状によっては他の手法が望ましい場合もありますのでご注意ください。

2	荷重及び外力
2.6	地震力
	2.6.3) 屋根勾配のある建築物の固有周期
	固有周期Tの算定に用いる建築物の高さについて、勾配屋根の場合は振動性状を考慮した高さをとる必要があることへの追加検討事例

【解説】

(1) 背景

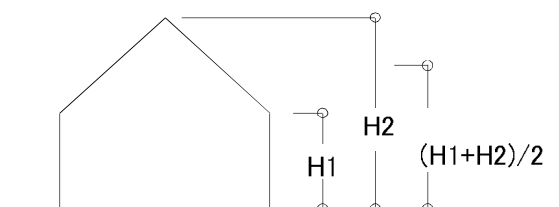
構造計算規準の適応（ルート判定）用の高さ h と、弾性域における固有周期 T の計算に用いられる建築物の高さ h の扱い方の違いについて。

構造計算規準の適応（ルート判定）用の高さ h は、「施行令」第2条第1項第6号による建築物の高さです。

固有周期 T の計算に用いられる建築物の高さ h は、建築物の構造関係技術基準解説書によると「当該建築物の振動性状を十分に考慮して振動上有効な高さを用いなければならない場合があることに注意が必要である。」とあります。例えば今回の指摘のように山型架構の場合は屋根の平均高さをとること等が考えられます。また陸屋根の場合はパラペットではなく頂部横架材又は水下コンクリート天端までの高さをとること、ドライエリア等がある場合、ドライエリア下部から建物高さを考慮することになりますが、建築物の下部（ドライエリア上部）を剛強なはり等で有効に拘束していれば、その部分を地盤面とみなして高さを算出すること等が考えられます。

(2) 設計に対する考え方の事例

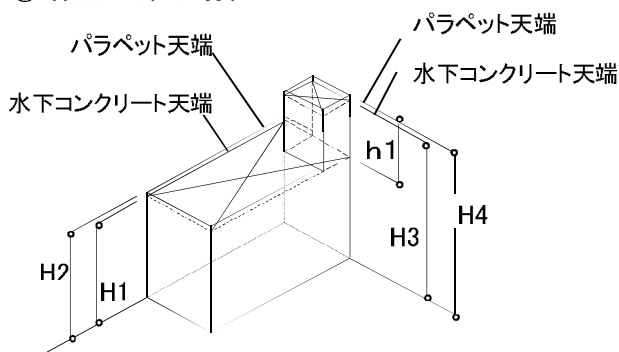
① 山型架構の場合



構造計算規準の適応（ルート判定）用の高さは、
 $H2$ とする

固有周期 T の計算に用いられる建築物の高さは、
 $(H1+H2)/2$ とする

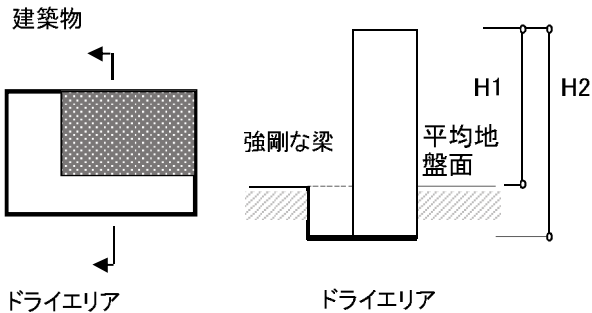
② 塔屋のある場合



構造計算規準の適応（ルート判定）用の高さ
 $H2$ ：塔屋が高さに算入されない場合
 $H4$ ：塔屋が高さに算入される場合

固有周期 T の計算に用いられる建築物の高さ
 $H1$ ：塔屋が高さに算入されない場合
 $H3$ ：塔屋が高さに算入される場合

③ドライエリアなどがある場合

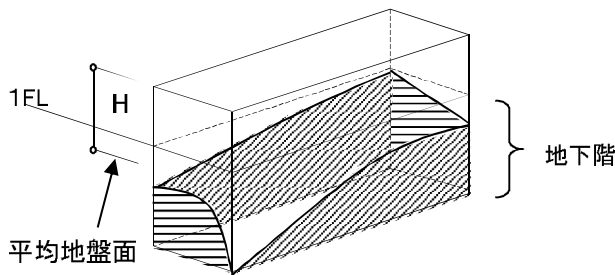


構造計算規準の適応（ルート判定）用の高さは、
H1とする。

固有周期Tの計算に用いられる建築物の高さは
H1：ドライエリアなどがあっても、
周辺地盤と強剛な梁などでいっ
たいとなっている場合。

H2：H2または $(H1+H2)/2$ とする。

④敷地の地盤に傾斜などがある場合



ルート判定に用いる高さは平均地盤面から
の高さ。

固有周期Tの計算に用いられる建築物の
高さは、地下階の階高の2/3以上が全
て地盤と接している場合、または地下
部分の外周が左図のように全周囲の75%
以上が地盤と接している場合はHとする。

尚、「建築物の高さ」は下記を参考として下さい。

「建築物の高さ」の算定は、原則として「地盤面」からの高さで行う(令2条1項6号)。ただし、①道路斜線制限による建築物の高さは前面道路の路面の中心線からの高さによる。(令2条1項6号イ)、②避雷設備、北側斜線制限、高度地区の北側斜線制限の場合を除き、階段室、昇降機塔などが一定の条件(建築面積 $1/8$ 以内、高さ12mまで(絶対高さ制限、日影規制の場合は5mまで)等)を満たす場合には、建築物の高さに参入しない(令2条1項6号ロ)、③棟飾、防火壁の屋上突出物等は、建築物の高さに算入しない(令2条1項6号ハ)。

【参考文献・資料】

- ・ 2015年版 建築物の構造関係技術基準解説書，第1版，平成27年6月，p303
- ・ 建築基準法改正に基づく 構造設計Q&A集，2006年6月，(社)日本建築士事務所協会連合会，p46

「対応例」や「考え方の事例」は、ひとつの例を示すもので、他の設計を否定するものではありません。
また、建物の構造的性状によっては他の手法が望ましい場合もありますのでご注意ください。

2	荷重及び外力
2.6	地震力 (参考) 1.2.16) に類似の項目があります。
	2.6.4) 隣地とGLに差がある場合のAi分布 隣地が全体的に下がっている時の、GLとAi分布の考え方について妥当性の説明事例

【解説】

(1) 背景

建築物の高さは、地盤面からの高さによります。(建築基準法施行令第2条第1項第6号に規定)
特に敷地が傾斜していると、意匠的に地盤面は、令第2条第2項の平均地盤面を採用しますが、構造的にとるべき高さとは異なる場合があります。

Ai分布を算出するに当たり、建物の高さを用いますが、その値が過小に評価されるとAi分布の数値も過小となり、地震力が小さくなり、結果、危険側に設計した建物となります。

$$A_i = 1 + \left(\frac{1}{\sqrt{\alpha_i}} - \alpha_i \right) \frac{2T}{1 + 3T}$$

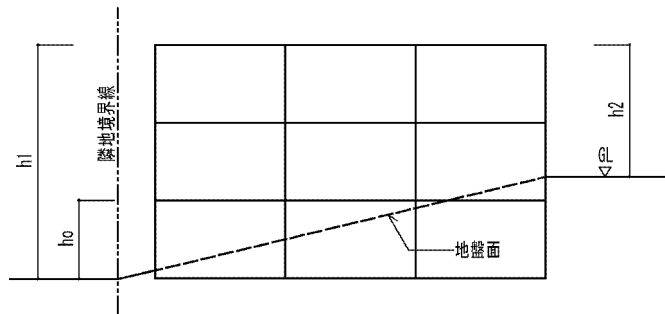
この式において、 α_i 及びTは、それぞれ次の数値を表すものとする。

A_i : 建築物のAiを算出しようとする高さの部分を支える部分の固定荷重と積載荷重との和
T = h(0.02+0.01 α)

この式において、h及び α は、それぞれ次の数値を表すものとする。

h : 当該建築物の高さ
 α : 当該建築物のうち柱及びはりの大部分が木造又は鉄骨造である階(地階を除く)の高さの合計のhに対する比

図のケース場合、構造的な高さはh₁を採用する方が妥当と言えます。



(2) 設計に対する考え方の事例

Ai分布が危険側にならないよう建築物の高さは、高めの寸法を採用して設計している。

【参考文献・資料】

- ・2015年版 建築物の構造関係技術基準解説書, 第1版, 平成27年6月, p299~
- ・建築構造問題快答集No.3 問8、No.5 問11, (株)建築技術

「対応例」や「考え方の事例」は、ひとつの例を示すもので、他の設計を否定するものではありません。また、建物の構造的性状によっては他の手法が望ましい場合もありますのでご注意ください。

2	荷重及び外力
2.6	地震力 (参考) 10.1.14) に類似の項目があります。
	2.6.6) 根入れによる水平力の低減 基礎の計算方針に根入れ2m以上を確保し杭設計用水平力を30%低減するとある時の、地盤の液状化の危険性がある場合の説明事例

【解説】

(1) 背景

設計者の低減数値の設定に対して、液状化の可能性があると地盤の性状を鑑みて、その採用値の妥当性を確認するものです。

杭基礎における基礎スラブ根入れ効果による水平力の低減として

$$\alpha = 1 - 0.2 \frac{\sqrt{H}}{\sqrt[4]{D_f}} \quad \text{なる式があります。}$$

地震力に対する建築物の基礎の設計指針, 日本建築センター, p13~

基礎スラブの根入れ深さに応じて、0.7を超えない範囲でその式による割合だけ低減できることになっています。(下のグラフ参照)

杭基礎のある建築物では、地上階に生じる地震力は、基礎スラブ根入れ部分(地下部分)の受動土圧や側面の摩擦力で地盤に伝達され、残りがくい頭に伝えられる。その割合を指針ではグラフのようになるとしたものです。

(2) 設計に対する考え方の事例

①地盤の性状を適切に判断して基礎及び杭の設計をしている。

基礎スラブ根入れ部分の水平力の分担率は、下記の式に基づき求めている。

$$\alpha = 1 - 0.2 \frac{\sqrt{H}}{\sqrt[4]{D_f}}$$

②基礎周辺の地盤が液状化するおそれがあるので、低減はしないで設計を行った。

液状化地盤が深い場合には、基礎周辺地盤での水平力低減は可能と考えることもできる。

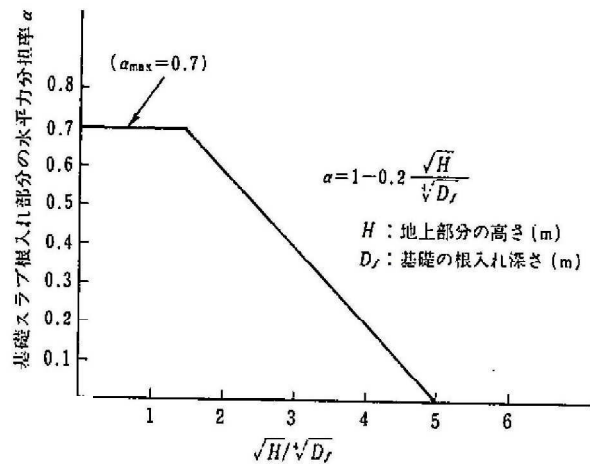
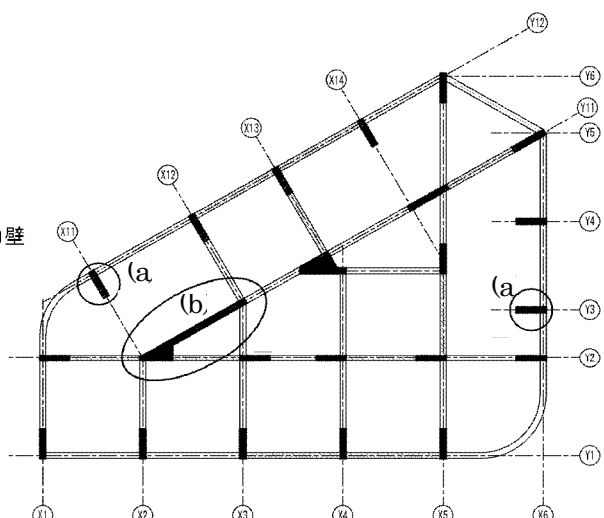
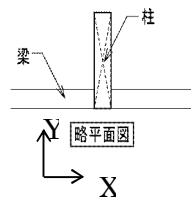


図 0.1-1 基礎スラブ根入れ部分の水平力分担率

【参考文献・資料】

- ・ 2015年版 建築物の構造関係技術基準解説書, 第1版, 平成27年6月, p296~298, p431~
- ・ 地震力に対する建築物の基礎の設計指針, 第3版, 平成元年11月, (財)日本建築センター, p13~

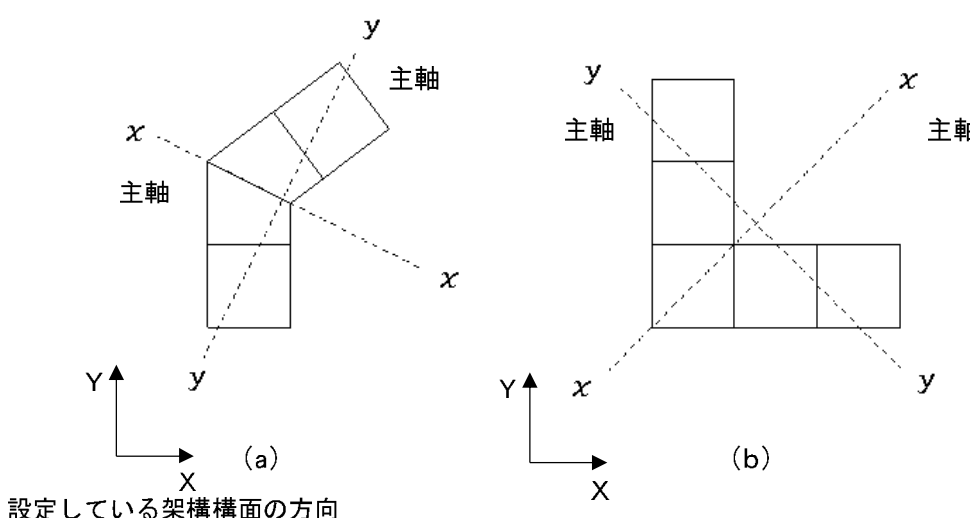
「対応例」や「考え方の事例」は、ひとつの例を示すもので、他の設計を否定するものではありません。
また、建物の構造的性状によっては他の手法が望ましい場合もありますのでご注意ください。

4	構造計算の方法
4.1	設計ルート
	<p>4.1.2) 適用ルートの妥当性(ルート2-1) ルート2-1を適用する際の、大梁幅より極端に大きい幅を持つ扁平柱、取付く梁のない柱(架構を構成していない柱)、耐力壁内蔵柱の扱い</p>
<p>【解説】</p> <p>(1) 背景</p> <p>設計状況 RC造 10階建て H=30m 計算ルート 2-1 壁厚と同じ厚さの柱・梁で構成された耐力壁付ラーメン構造</p> <p>凡例 ■ : 柱 □ : 梁 ▨ : 耐力壁</p>  <p>計画では、特殊な形態の上図の平面形状においてルート2-1を採用する際の$A_c \cdot A_w$値の考え方で、扁平柱の全断面積をA_cとして有効としています。以下のことについては説明が必要と思われます。</p> <ol style="list-style-type: none"> i) 全般 : 柱幅が取り付く壁の厚さ又は梁幅に対して相当大きい(4~5倍前後)扁平柱の全断面積をA_cに見込むことについて。 ii) 図中(a) : 梁に接続しない柱のA_c値への算入の可否。 iii) 図中(b) : 耐力壁内蔵柱の断面積の考え方。 <p>(参考) 計算ルート2-1は、耐力壁及び柱等の水平断面積がルート1の規定を満たすほど多くはないが、それでもかなり大きい面積となる建築物、具体的にはいわゆる耐力壁の多い建築物を対象としたものです。 耐力壁及び柱が、想定する地震に対して耐震強度のみで抵抗できるほど大きくないため、それを補う意味で、ある程度の靱性を持たせることが必要です。 (ルート2-1 昭55建設省告示第1791号第3第一号 $\sum 2.5 \alpha A_w + \sum 0.7 \alpha A_c \geq 0.75 Z W A_i$)</p> <p>(2) 設計に対する考え方の事例</p> <ol style="list-style-type: none"> i) 扁平柱の$\sum A_c$の算定には、床版で拘束している事等から全断面有効とした。また、応力解析時には右図でのX方向については、梁幅の2倍程度を有効とする考え方とした。 ii) 梁に接続しない柱はi)と同様。ただし、応力解析時には右図のY方向について無効とした。 iii) 内蔵柱は耐力壁の厚さの2倍を柱せい、柱部分意外を耐力壁としA_w値とした。 iv) 一定の靱性の確保については、ルート3の規定を満足するように検討している。 	
<p>【参考文献・資料】</p> <p>・2015年版 建築物の構造関係技術基準解説書, 第1版, 平成27年6月, p382~</p>	

「対応例」や「考え方の事例」は、ひとつの例を示すもので、他の設計を否定するものではありません。
また、建物の構造的性状によっては他の手法が望ましい場合もありますのでご注意ください。

4	構造計算の方法
4.2	層間変形角・偏心率・剛性率
	<p>4.2.2) 雑壁の剛性評価</p> <p>Y方向の水平力分担が全階で耐力壁が100%負担となっているが、基準柱がない関係で、電算上、層間変形角・剛性率・偏心率の計算時に雑壁の剛性が考慮されていないことについての検討事例</p> <p>(注) 電算システムのメーカーにより異なりますので注意が必要。以下にメーカーHPのQ&Aを抜粋する。</p>
<p>【解説】</p> <p><u>(1) 背景</u></p> <p>各雑壁の影響が無視できないと思われる建築物で、電算入力上、適切に剛性が評価されていない設計に対する指摘です。尚、本指摘はBUSシリーズのみに対応し、SSシリーズ、SEIN、BUILD一貫等では特に問題なく考慮します。</p> <p>質問</p> <p>「偏心率・剛性率計算において、雑壁 n値の基準とみなす柱がなく、雑壁の剛性が計算できません。雑壁剛性を考慮したい場合は、雑壁n値計算の基準となす柱の剛性を入力してください。」というメッセージが出るようになりましたが、意味と対処方法を教えてください。</p> <p>回答</p> <p>BUS-5の剛心計算に用いる雑壁の剛性はFGEレコードBUS-5Ver. 1テキスト入力編 p2-22 解説 1)の式「$Dw=n \cdot Aw \cdot \sum Dc / \sum Ac$」で求めています。全ての柱が耐震壁の付帯柱であったり、「雑壁 n値計算の基準とみなす ΦMの値」(デフォルト 1.5)を超えている場合は、$\sum Ac$が0となり、Dwが計算できないために出るメッセージです。このメッセージが出る場合は、[許容応力度等][許容計算-剛性率・偏心率][剛性率・偏心率計算条件](FGEレコード)の「雑壁 n値」の「剛性」のチェックを入れて「雑壁 n値の基準とみなす柱の剛性」を直接入力していただくこととなります。剛性率・偏心率の計算方法についてはBUS-5Ver. 1概要編 P138~をご参照ください。</p> <p>注意</p> <p>「雑壁 n値計算の基準とみなす ΦMの値」以下の ΦMを持つ柱を「対象柱」と表現すると、「雑壁 n値の基準とみなす柱の剛性」を直接入力しない場合は、各階各方向ごとに、$\sum Dc$と$\sum Ac$を計算しますが、直接入力した場合は、全階とも直接入力値を使用して雑壁剛性を評価します。雑壁の剛性の計算の詳細は DwD.csvに出力されます。現在は各階毎に「雑壁 n値の基準とみなす柱の剛性」が入力出来ますので、DwD.csvに出力される各階の ($\sum Dc / \sum Ac$)を入力してはいかがでしょうか。</p> <p><u>(2) 設計に対する考え方の事例</u></p> <p>メーカーQ&A参考にし、この例では具体的に中柱を代表柱として$n=1.0$とし雑壁を評価している。</p> <p>【参考文献・資料】</p>	

「対応例」や「考え方の事例」は、ひとつの例を示すもので、他の設計を否定するものではありません。
また、建物の構造的性状によっては他の手法が望ましい場合もありますのでご注意ください。

<p>4 構造計算の方法</p>
<p>4.3 保有水平耐力</p>
<p>4.3.2) 不整形平面形状建築物の解析</p> <p>建築物平面形状が不整形で、$X \cdot Y$方向を主軸とした解析を行っていることに対して、斜め方向の軸を考慮した場合に偏心率および保有水平耐力が問題ないか確認事例</p>
<p>【解説】</p> <p>(1) 背景</p> <p>本指摘は平面形状が不整形な建築物に対する応力解析で、図に示す主たるフレームの$X \cdot Y$方向を対象とした解析のみを行なっているような設計即ち、設定されている架構構面の方向と主軸が一致していないことに対する説明を求めたものです。</p> <p>一般的に主軸とは、以下のように考えられます。 X、Y軸が直交する場合を例に説明します。 X、Y方向の剛性が異なる場合に建物がねじれず、しかも変形方向と力の方向が一致するのは、水平力の作用点が剛心で、作用線の方向がX方向か、Y方向と一致する時だけです。 このような水平力の作用線を剛性の主軸といいます。 主軸とは、剛心に水平力が作用した場合に、ねじれずに作用方向に変形する軸を示しています。 このため、一般的に架構の方向と、主軸の方向が大きく異なる場合は、主軸方向の解析と架構の方向が必要と考えます。</p> <p>平面形状が整形な建築物に対しては、主軸と架構構面は一致しているので特に直行方向による影響を考慮する必要は無いと思われませんが、平面形状が不整形で斜め方向に軸をもつような（主軸と架構構面の方向が異なる）場合で、架構構面毎の壁の存在が不均等な場合等は、直行方向の架構の影響を大きく受ける可能性がある場合があり、主軸と架構構面の方向を考慮した解析を行なうことが必要と思われれます。</p> <p>図-1に示す斜めフレーム又は中折れフレームの場合、壁の偏在がなく柱梁が階に於いて概ね同一であれば、図-1に示す主軸で加力方向を考えれば偏心等は問題ないと考えられます。</p>  <p style="text-align: center;">図-1 主軸と架構構面 (1)</p>

(2) 設計に対する考え方の事例

1) 図-2 (c) の平面形状をなす場合

壁も図中太線の如く配置がなされているのもであれば、主軸と同一に架構構面方向 (X, Y) を考慮すれば偏心は問題ないと考えられます。図中(イ)示の壁がない場合、平面折れ角度にもよりますがY方向について偏心が生ずる可能性があります。

当事例の場合、主軸方向、設定している架構の方向 (X, Y方向) 両ケースについて検討することも必要な場合があります。

2) 図-2 (d) の平面形状をなす場合

主軸 (x, y) と同一に架構方向を考える場合より、図に示すX, Yに架構方向を設定する場合に偏心等の問題があると考えられます。

X, Y方向加力についての解析と合わせて、X方向加力時での(ロ)示部、Y方向加力時での(ハ)示部に、剛性分布と荷重分布にかい離がないか検討する必要があります。

架構構面の方向と主軸が一致していない場合には、

- i) 荷重分布と剛性分布のバランスを確認する。また、少しのアンバランスであれば荷重伝達が可能か確認する。
- ii) 部材応力が大きくなる加力方向について検討する。

設定している架構構面の方向

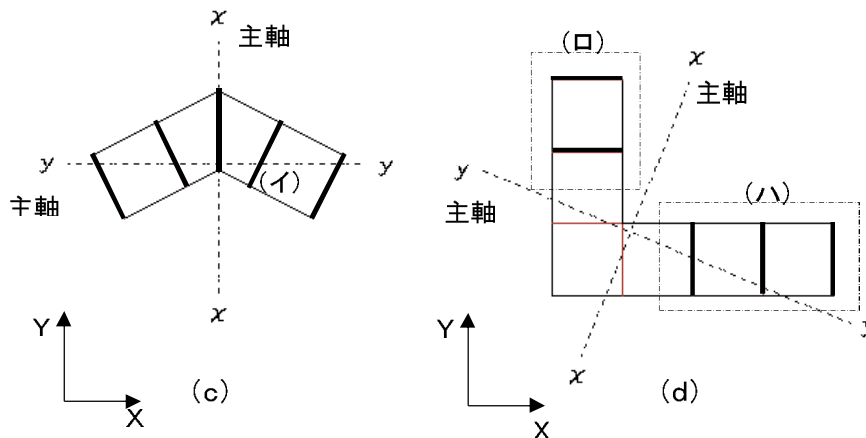


図-2 主軸と架構構面 (2)

【参考文献・資料】

・建築構造設計基準及び同解説 平成16年版 (社団法人 公共建築協会) P.68

「対応例」や「考え方の事例」は、ひとつの例を示すもので、他の設計を否定するものではありません。
また、建物の構造的性状によっては他の手法が望ましい場合もありますのでご注意ください。

4	構造計算の方法
4.3	保有水平耐力
	4.3.3) 保有水平耐力計算時の外力分布 平成19年国交告第594号第4により、原則としてAi分布に基づく外力分布を用いて保有水平耐力を求めることになっていますが、外力分布をQun分布により求めていることの妥当性の説明を求める事例

【解説】

(1) 背景

Ai分布に基づく外力分布による保有水平耐力は、原理的にAi分布に基づく地震層せん断力の分布に比例します。また、必要保有水平耐力は、Ai分布に各層ごとのDs・Fesを乗じた分布に比例します。つまり、全層で保有水平耐力が必要保有水平耐力以上となるためには、各層のDs・Fesとして全層のDs・Fesの最大値を用いた必要保有水平耐力以上の保有水平耐力を全層で実質確保する必要があります。言い方を変えると、Ai分布に基づく外力分布による保有水平耐力算定では各層の保有水平耐力が、Ds・Fesの小さい層の崩壊で決定し、Ds・Fesの大きい層が未崩壊状態となることがあります。これは、各層ごとにDs・Fesを定めていることからくる不合理といえます。

平成19年国交告第594号第4第二号では、以下のイ、ロ、ハのいずれかに該当する場合は、必要保有水平耐力に基づく外力分布(Qun分布)によって計算してよいことにしています。2015版 建築物の構造関係技術基準解説書では、以下の旨を解説しています。

※ただし、

- i) いずれの場合も、Dsの算定についてはAi分布に基づく外力分布とします。
- ii) 同告示ではイ) ロ) については増分解析を条件としています。

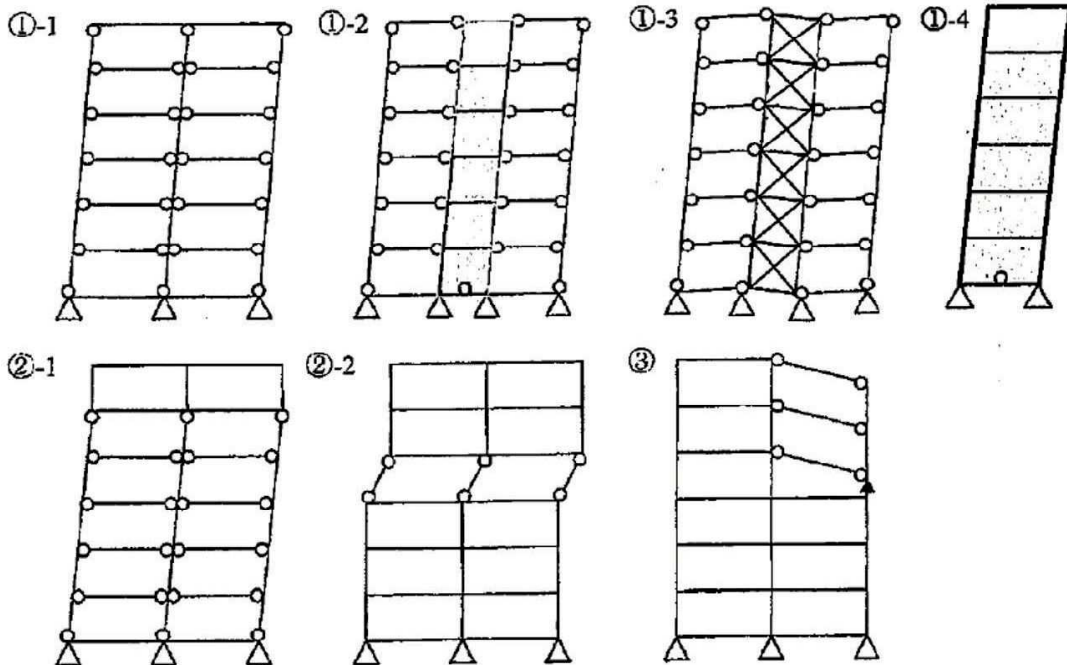


図6.2-7 崩壊形の例

イ) A_i 分布に基づく外力分布による崩壊形が全体崩壊形(同書 図6.2-7の①-1~4)となる建築物について、全層の保有水平耐力を算出するとき。

ロ) A_i 分布に基づく外力分布による崩壊形が部分崩壊形(同書 図6.2-7の②-1,2)、または局部崩壊形(同書 図6.2-7の②-3)となる建築物であり、かつ、崩壊形以外の層(例えば、図6.2-7の②-2の場合には、4階以外の層)については別途求めた崩壊形が全体崩壊形となることが確認されたとき。

なお、部分崩壊、局部崩壊する層は、 A_i 分布に基づく外力分布により崩壊形を形成することから、その層の保有水平耐力は A_i 分布に基づく外力分布により算出します。このとき、崩壊層と崩壊層以外の層との間では保有水平耐力時における応力の釣合いが成り立たない場合があることはやむを得ないとしています。

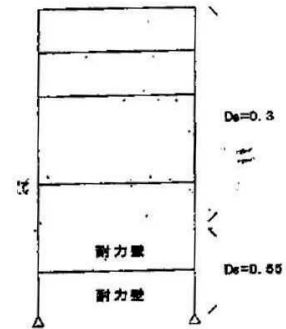


図-1 Q_{un} 分布を採用できるハ)の例

ハ) 建築物の振動特性に関する特別な調査または研究によって、 Q_{un} 分布を用いることができることを確認されたとき。例えば、 A_i 分布に基づく外力分布によって上層部が部分崩壊形となる建築物であり、かつ、崩壊層以外の下層について最大の D_s を設定した建築物について、最大の D_s を設定した下層の保有水平耐力を算出するときには Q_{un} 分布を用いることができます。(図-1参照)

(2) 設計に対する考え方の事例

① 告示4第二号 イ)に当たるケース

建物は8階建の事務所ビルで両方向ラーメン構造としている。7階で建物東側に書庫があり、西側にフレーム外の雑壁があるため、雑壁を考慮した場合の7階部分の偏心率が1.0を上回っている。

A_i 分布による保有水平耐力計算によると、7階以上ではまだ未崩壊であるが、下階では崩壊形が形成され、指定層間変形角に達して解析が終了している。その結果、7階では偏心率(F_e)を考慮した必要保有水平耐力を満足していないので、基準解説書P.395 図6.4-15に示す曲げ耐力比、せん断耐力比の比較を行い、全体崩壊形を確認したうえで、「 Q_{un} 分布」に基づく外力分布で設計している。

② 告示4第二号 ロ)に当たるケース

建物は10階建の共同住宅で10階をオーナーの住宅としている。そのため、建物の短辺方向は9階以下が独立耐震壁構造、10階が純ラーメン構造となっている。 A_i 分布による増分解析では、9階以下は未崩壊、10階のすべての節点に降伏ヒンジが発生し、指定層間変形角に達した。10階部分の部分崩壊形になるので、1)、2)のように設計している。

1) 部分崩壊する10階は A_i 分布に基づく外力分布で必要保有水平耐力を満足させている。

2) 9階以下の耐力壁架構ではすべてのフレームで1階壁脚曲げ降伏の全体崩壊形を確認の上、「 Q_{un} 分布」に基づく外力分布により必要保有水平耐力を満足させている。

③ 告示4第二号 ハ)に当たるケース

地盤が傾斜した敷地に建つ1階RC造耐力壁付ラーメン構造、2,3階S造純ラーメン構造の部分地下形式(最下階は本誌2.6地震力2.6.3)【解説】(2)設計に対する考え方の事例 ④敷地の地盤に傾斜などがある場合の適用条件を満足しないので「地下部分」として扱うことができない。)となっている。

A_i 分布による場合、すべての階で保有水平耐力の余裕度が十分大きかった。また、1階は D_s 換算($D_s=0.55$ とした場合の余裕度に換算)しても必要保有水平耐力を満足していることを確認している。

(註)この場合は、 A_i 分布で満足しなくとも、 Q_{un} 分布で確認できればそれでもかまいません。

【参考文献・資料】

- ・2015年版 建築物の構造関係技術基準解説書, 第1版, 平成27年6月, p340~344, p394~395
- ・大阪府内の構造計算適合性判定に係る「よくある質疑事項の解説」, 平成25年3月P.3.2.1-1~4

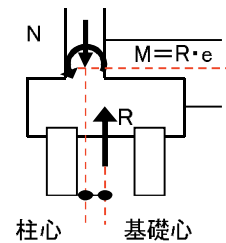
「対応例」や「考え方の事例」は、ひとつの例を示すもので、他の設計を否定するものではありません。
また、建物の構造的性状によっては他の手法が望ましい場合もありますのでご注意ください。

4	構造計算の方法
4.3	保有水平耐力
<p>4.3.4) 柱と基礎の大きな偏心の影響</p> <ul style="list-style-type: none"> ・ 柱と基礎に大きな偏心がある場合の、保有水平耐力に影響しないかの検討 ・ SS3の保有水平耐力計算では、基礎偏心応力は考慮しないが、基礎偏心距離が約1.0mにも及ぶ場合、地中梁がメカニズム時軸力による偏心応力を考慮しても降伏しないことの検討 <p>4.3.5) 基礎の偏心が保有水平耐力に与える影響</p> <p>基礎杭が内側に偏心し、保有水平耐力算定で荷重増分解析をする場合、柱軸力が変化することにより偏心曲げモーメントも変化するが、保有水平耐力、崩壊形に影響がないかの説明</p>	

【解説】

(1) 背景

柱と基礎が偏心しており、その偏心曲げモーメントを地中梁で負担するという設計方針において、1次設計では偏心曲げモーメントを考慮した設計がなされているが、保有耐力時の検討では考慮されておらず、偏心による応力を加味した場合に、地中梁に塑性ヒンジが生じるなど、想定している崩壊形に影響がないかの確認を求めた指摘です。
特に、一貫計算ソフトの中には、偏心による応力を追加応力として入力しても、1次設計のみだけ考慮され、保有水平耐力計算には反映されないものがあるので注意が必要です。



(2) 設計に対する考え方の事例

・ 保有水平耐力時に、ここでは保有水平耐力時軸力による偏心曲げモーメントを考慮した応力が、地中梁終局耐力以下となっていることを確かめ、地中梁に塑性ヒンジが生じていないので、崩壊形に影響がないことを確認している。

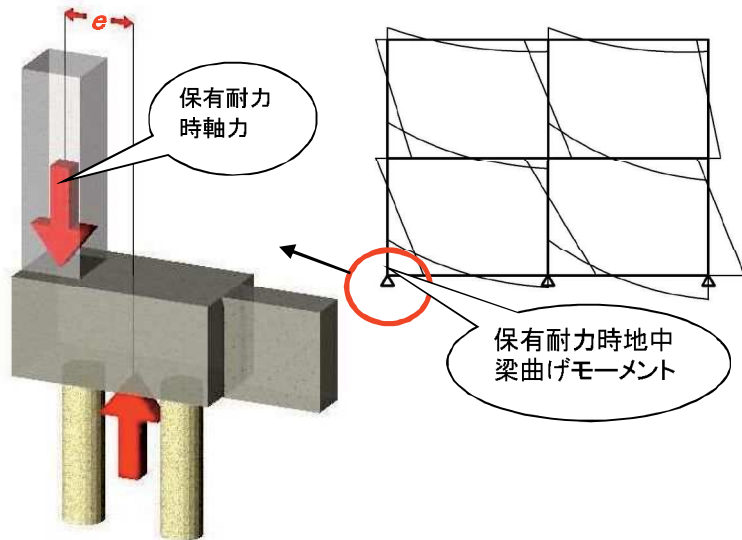
(計算例)

・ 偏心による曲げモーメント
 =メカニズム時軸力×偏心距離(e)
 =1500(kN)×e(m)=1000kNm

・ 上記偏心曲げを考慮した
 地中梁メカニズム時曲げモーメント
 =1000(kNm)+1000(kNm)

地中梁終局曲げ耐力
 ≥1000+1000(kNm)
 を確認。

地中梁の剛性が柱剛性に対し充分大きいことを考慮して偏心モーメントは全て基礎梁で処理した。



【参考文献・資料】

「対応例」や「考え方の事例」は、ひとつの例を示すもので、他の設計を否定するものではありません。
また、建物の構造的性状によっては他の手法が望ましい場合もありますのでご注意ください。

4	構造計算の方法
4.3	保有水平耐力
	<p>4.3.8) 保有水平耐力における解析終了条件</p> <p>保有水平耐力計算で変形量の規定はないものの、保有水平耐力計算時にかなり増分解析をすすめていることについて、解析終了条件の「指定層間変形角の設定」の適切性確認事例</p>
	<p>【解説】</p> <p><u>(1) 背景</u></p> <p>保有水平耐力計算の解析終了条件が「指定層間変形角」によって設定されていたことについて、その建築物における層間変形角の設定値の適切性を確認しています。</p> <p>建築物は、保有水平耐力の算定における増分解析により、柱・梁・耐力壁等部材の変形で建築物に変形が生じます。しかし、その変形量（層間変形角）の制限について明確な規定はありません。本事項では、「指定層間変形角」1/50程度のものが散見されます。</p> <p>保有水平耐力における解析終了条件は様々ですが、「層間変形角」に対する配慮の一例を以下に示します。</p> <p>①本来保有水平耐力は、その建築物が崩壊メカニズムを形成する時点の建築物の耐力とされています。しかし、外装材などの非構造部材の追随性、スリット幅、隣棟間隔等を考慮して許容される層間変形角の時点で崩壊メカニズムが形成されていない場合は、その時点を保水平耐力とすると思われます。その崩壊メカニズムに達する以前の保有水平耐力が、必要保有水平耐力を満足することの確認が必要です。</p> <p>（例）靱性の低い構造の場合等は、保有水平耐力時の過度な変形量に追随できず、障害が発生します。</p> <p>②非常に大きな層間変形角を設定した場合の変位には、水平変位による付加的な力（P-Δ効果）を考慮する必要がある場合もあります。</p> <p>③地震動や解析モデルが有する不確定要素等も考えられ、建築物には十分な耐力（強度）と変形能力を確保することが必要です。</p> <p><u>(2) 設計に対する考え方の事例</u></p> <p>①鉄筋コンクリート造</p> <p>〈純ラーメンの場合〉</p> <p>メカニズム時： 下記2点のいずれか早く生じる時点</p> <ul style="list-style-type: none"> ・増分解析は、全体崩壊系が形成された時（メカニズム時）まで行なうことが原則 ・数層を除き他の層では崩壊系ができており、ある層の層間変形角が1/50程度に達した時点 <p>保有水平耐力時： 　・ある層の層間変形角が指定した変形角（1/100程度で指定）に達した時点</p>

〈連層耐震壁を有するラーメンの場合〉

メカニズム時 : 下記3点のいずれか早く生じる時点

- ・増分解析は、全体崩壊系が形成された時(メカニズム時)まで行なうことが原則
- ・数層を除き他の層では崩壊系ができており、ある層の層間変形角が1/100程度に達した時点
- ・いずれかの層の耐震壁が最初にせん断破壊した時点

保有水平耐力時 : 下記2点のいずれか早く生じる時点

- ・ある層の層間変形角が指定した変形角(1/120程度で指定)に達した時点
- ・いずれかの層の耐震壁が最初にせん断破壊した時点

②鉄骨造

保有水平耐力時 : ．ある層の層間変形角が指定した変形角(1/75程度で指定)に達した時点
(外装の変形追随性も考慮することが大切です)

【参考文献・資料】

- ・ 2001年版 限界耐力計算法の計算例とその解説 (国土交通省住宅局建築指導課他) P. 116
- ・ 構造設計・部材断面事例集 (財団法人日本建築防災協会)

「対応例」や「考え方の事例」は、ひとつの例を示すもので、他の設計を否定するものではありません。
また、建物の構造的性状によっては他の手法が望ましい場合もありますのでご注意ください。

4	構造計算の方法
4.3	保有水平耐力
	<p>4.3.9) 保有水平耐力計算時の基礎回転時耐力の考慮</p> <p>地中梁がない独立基礎の建築物において、保有水平耐力計算時に指定層間変形角をもって保有水平耐力としている場合の柱脚基礎部分のモデル化条件を満足できることの確認事例</p>
	<p>【解説】</p> <p><u>(1) 背景</u></p> <p>本指摘は地中梁のない独立基礎の建築物において、指定層間変形角をもって保有水平耐力を算定しているために柱脚基礎部分のモデル化について、その条件を満足していることを説明する必要があります。 上部構造の検討のために採用したモデル化において、仮定した柱脚の性能(固定度)が実際に確保されることを適切な方法で確認することが必要であると思われる。</p> <p><u>(2) 設計に対する考え方の事例</u></p> <p>①直接基礎</p> <p>1) 柱脚の応力を基礎下端にかかる応力に換算し、保有耐力時で基礎スラブがその応力に対して許容値以内であることを確認する。(限界変形角で決定する場合、変形が微小であることを確認する。)</p> <p>2) 圧縮側が極限支持力以内であることを確認する。</p> <p>②杭基礎</p> <p>1) 柱脚の応力を基礎下端にかかる応力に換算し、保有耐力時で基礎スラブがその応力に対して許容値以内であることを確認する。</p> <p>2) 引き抜き側杭は、杭の引き抜き抵抗力以内であり杭軸筋が引き抜き力の許容値以内であることを確認する。</p> <p>3) 圧縮側杭は、降伏または極限支持力(杭体・地盤で決まる等の検討)以下であることを確認する。</p> <p>③基礎の耐力\leq上部構造モデル化による応力の場合の対処例</p> <p>上部構造の耐力を見直し、当初設定されている基礎が満たすことの出来る応力の時点をもって保有水平耐力を確認することが必要です。</p>
	<p>【参考文献・資料】</p> <p>・構造計算適合性判定Q&A「設計者向け」4.4.3 [(財)愛知県建築住宅センターHP内]</p> <p>・建築基礎構造設計指針(日本建築学会) P.103</p>

「対応例」や「考え方の事例」は、ひとつの例を示すもので、他の設計を否定するものではありません。
また、建物の構造的性状によっては他の手法が望ましい場合もありますのでご注意ください。

4	構造計算の方法
4.4	浮き上がり・圧壊
	4.4.1) 板状の建物での浮き上がり・圧壊 全てのフレームが連層耐力壁でない場合の保有水平耐力計算における支点の浮き上がり・圧壊の処理事例

【解説】

(1) 背景

構造特性係数 D_s は支点ピン支持で崩壊形を確認する必要があります。一方、保有水平耐力算定時においては支点の浮き上がり・圧壊を無視すると保有水平耐力を過大に評価することがあります。
又、部分的な浮き上がりに対しては実状に応じて適切に考慮する必要がある場合もあります。
図-1のような、全フレームで全層連層耐力壁架構とはならず、一部はラーメン架構で、Y方向に地震力を受ける場合、塔状比が4を超える場合は、平19国交告594号第4第五号の規定により、 $C_0=0.3$ 以上とした場合の地震力、保有水平耐力に相当する地震力のいずれかを用いて、基礎が浮き上がり・圧壊しないことを確認します。図の例では、X2~X6列の架構が耐震壁架構であり、支点支持として保有水平耐力を確認する考え方もあります。

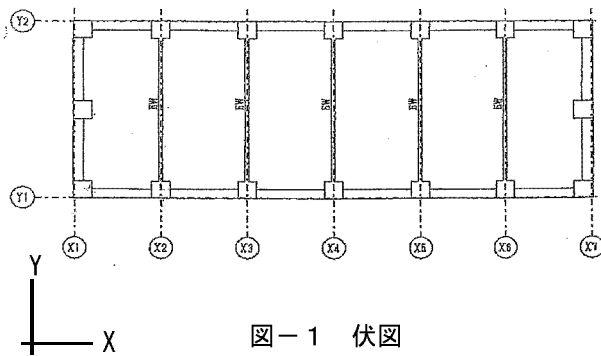


図-1 伏図

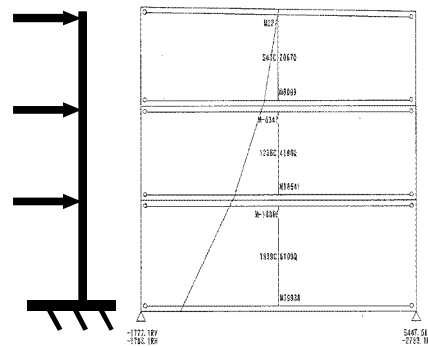


図-2 保有水平耐力時の応力図事例

(2) 設計に対する考え方の事例

- 浮き上がり・圧壊の検討で、以下の対応をした。
- i) 例えば、X7通りY1軸で浮上がり(又は圧壊)が生ずる場合は、その耐力の不足分を地中梁(直交可)等で隣接基礎に伝達するなどして処理します。
 - ii) 一貫計算では基礎梁の構造芯レベルでの支点反力を求めています(図-2)から、基礎反力は基礎下端レベルでの値とします(図-3)。
 - iii) 偏心基礎の場合、基礎反力は基礎芯間(または杭群芯間)距離で求めました。(※この場合、浮上がり抵抗荷重、圧壊耐力を構造芯間距離と基礎芯間距離の比(図-3)で補正して入力する考え方もあると思われます。)
 - iv) 支点支持として、圧壊を含め保有水平耐力を確認した。

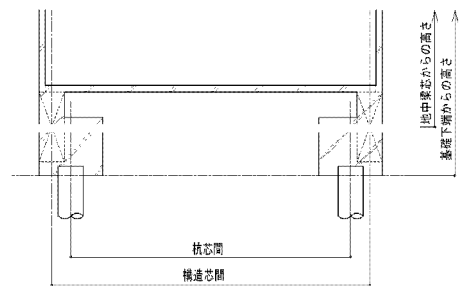
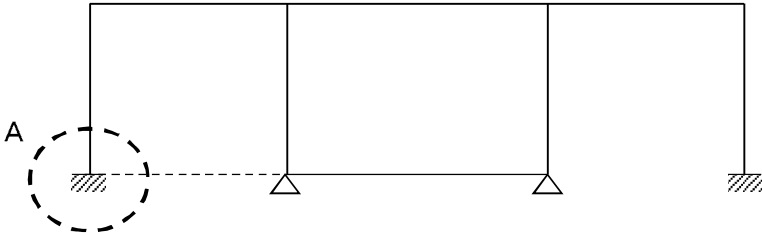


図-3 転倒モーメントの算定レベル

【参考文献・資料】

・2015年版 建築物の構造関係技術基準解説書, 第1版, 平成27年6月, p344~345

「対応例」や「考え方の事例」は、ひとつの例を示すもので、他の設計を否定するものではありません。
また、建物の構造的性状によっては他の手法が望ましい場合もありますのでご注意ください。

5	鉄骨造
5.1	剛性
	<p>5.1.3) 地中梁のない基礎のモデル化</p> <p>地中梁のある基礎とない基礎が混在しているが、地中梁なしの部分は支点固定、地中梁ありの部分は支点ピンとモデル化して解析していることについて、地中梁のない独立基礎部分の回転剛性の評価方法についての説明事例</p>
<p>【解説】</p> <p>(1) 背景</p> <p>地盤及び基礎ぐいの基礎ばねについては、原則として設定せず弾性剛性に基づく応力算定を行なうこととされていますが、平19国交告示第594号第2第一号口で基礎ばねを考慮することも規定されています。しかし、その評価を適性に行うための十分な地盤調査の実施が困難な場合が多いのが実状だと思われます。</p> <p>この事例のように、地中梁の有無によって、地中梁なしの部分は支点固定、地中梁ありの部分は支点ピンというように、支点の扱いをするモデル化に対して、基礎が安全性を確保しているかの質疑するものです。</p>  <p>(2) 設計に対する考え方の事例</p> <p>地盤の鉛直方向の変形や基礎の浮上りが、建築物に及ぼす影響が大きい場合には、基礎ばねを統一した考え方にに基づき設定して、その影響を考慮することが望ましいです。</p> <p>なお、柱脚部の設計において、適切な方法よりの応力を求め、柱脚→礎柱→基礎の設計を行います。保有耐力時に各部位がメカニズム時の応力に対して、基礎、地盤等が耐力を保持していることを併せて確認する必要があるものと考えます。</p> <p>(イ) 地中梁のない支点をピンの場合と固定の場合の2ケースで考慮し、応力分布に影響のする柱や梁及び基礎の断面算定では安全側の応力を採用する考え方です。</p> <p>(ロ) 地中梁がない基礎（上図A）について 中央スパン部とは別の地中梁を柱と剛接で配置し（図の破線）、支点をピンで支持します。この地中梁の断面を適切に設定することで、柱脚の曲げモーメントを評価しようとする考え方です。</p> <p>(ハ) 支点固定で柱の反曲点位置を設定することにより基礎・柱脚の曲げモーメントを評価しようとする考え方です。</p> <p>(二) 地中梁のない支点を固定として解析し、その脚部応力を基礎下端まで考慮した時の基礎、杭、地盤の安全性の検討をしている。</p>	
<p>【参考文献・資料】</p> <ul style="list-style-type: none"> ・平19国交告示第594号第2、及び技術的助言 国住指第1335号 (H19/6/20) ・2015年版 建築物の構造関係技術基準解説書, 第1版, 平成27年6月, p434~437 	

「対応例」や「考え方の事例」は、ひとつの例を示すもので、他の設計を否定するものではありません。
また、建物の構造的性状によっては他の手法が望ましい場合もありますのでご注意ください。

5	鉄骨造
5.1	剛性
	5.1.5) トラス梁のモデル化 <ul style="list-style-type: none"> ・トラス材の線材置換 ・トラス材をH形鋼梁へ置換したものと隣接する梁の仕口部の考え方

【解説】

(1) 背景

トラス材は一貫計算プログラムで入力する場合は、線材に置換しているのが一般的です。
仕口部分の応力伝達に対して、柱の別途検討が必要と考えられます。

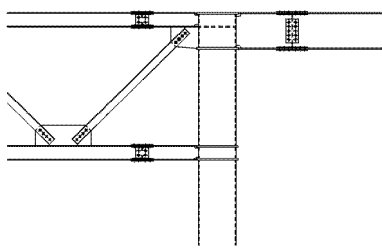


図-1 A部拡大図

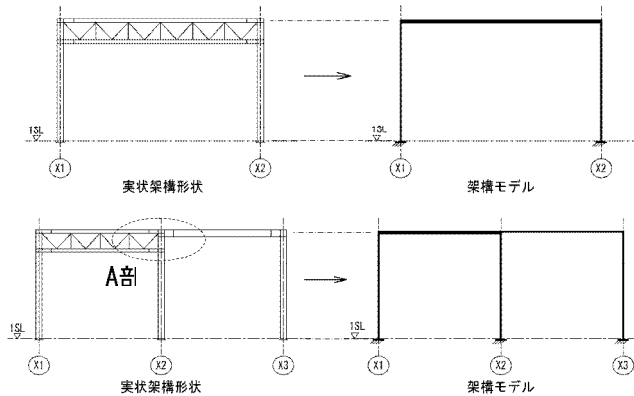


図-2 架構のモデル化

(2) 設計に対する考え方の事例

- ・トラス材を線材置換した曲げ剛性 I と軸断面積 A 、せん断断面積 A_w を入力(図-3)。
(トラス弦材芯間長さと同じ成のH型鋼にしている場合もある。)
- ・置換された線材の曲げモーメントは弦材軸力に置換 ($N=M/h$) して弦材を検討、せん断力は斜材軸力に置換 ($T(またはN)=Q/\sin\theta$) して部材の安全性を検討した。
- ・トラス斜材と柱材の接合部についてはディテールを含めて検討した。(※仕口部分の応力伝達に支障のないことを任意平面プログラムを用いて検討している場合もある。)

尚、解析として、上弦材、下弦材を夫々、階の梁、ラチス材をブレース、と考えた計算もみられます。

【置換方法について】

ラチス材: A

上弦材: $A_1 \cdot I$

下弦材: $A_2 \cdot I$

○弦材の重心 $y = \frac{A_2 \cdot h}{A_1 + A_2}$

○重心軸まわりの断面二次モーメント
 $I = [I_1 + A_1 \cdot y^2] + [I_2 + A_2 \cdot (h - y)^2]$

○軸断面積 $A_N = A_1 + A_2$

○せん断断面積 $A_w = (A_3 \times E \times \cos\theta) \div G$

E = ヤング係数
 G = せん断弾性係数

【参考文献・資料】

「対応例」や「考え方の事例」は、ひとつの例を示すもので、他の設計を否定するものではありません。
また、建物の構造的性状によっては他の手法が望ましい場合もありますのでご注意ください。

5	鉄骨造								
5.1	剛性								
	5.1.6) 焼抜き栓溶接による剛床仮定 焼抜き栓溶接が標準仕様の溶接ピッチで剛床仮定が成立するかの検討事例								
【解説】									
(1) 背景									
<p>合成スラブの鉄骨梁への焼抜き栓溶接による接合は、強辺部は300mm、弱辺部は600mm以下が標準仕様となっていますが、これは、標準仕様の溶接ピッチで地震等の水平力の伝達が可能かどうかを確認したものです。</p> <p>剛性のバランスが悪く、例えば、自走式立体駐車場のようにブレース等耐震要素が建物の一部に集中し、水平せん断力の大部分をこのブレースで負担させるような場合は、焼抜き栓溶接では溶接耐力が不足して処理できないことが考えられます。</p> <p>一般的に合成スラブは、焼抜き栓溶接による接合の場合、i)剛床仮定は可能、ii)梁剛性へのスラブ評価は不可、となっています。</p>									
<table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <thead> <tr> <th>種 別</th> <th>qa(短期)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>焼抜き栓溶接</td> <td>t1.2 7.3kN</td> </tr> <tr> <td>スタッドジベル</td> <td>φ16 40.7kN</td> </tr> <tr> <td>コンクリート強度Fc21</td> <td>φ19 57.4kN</td> </tr> </tbody> </table>		種 別	qa(短期)	焼抜き栓溶接	t1.2 7.3kN	スタッドジベル	φ16 40.7kN	コンクリート強度Fc21	φ19 57.4kN
種 別	qa(短期)								
焼抜き栓溶接	t1.2 7.3kN								
スタッドジベル	φ16 40.7kN								
コンクリート強度Fc21	φ19 57.4kN								
(2) 設計に対する考え方の事例									
<p>1) 焼抜き栓溶接のピッチは、床に作用する水平せん断力と焼抜き栓溶接の許容耐力を計算して、安全性を確認している。</p> <p>2) 水平力伝達が焼抜き栓溶接で処理出来なかったため、スタッドジベルを打設し応力伝達をした。また、コンクリートスラブの面内せん断力についても別途検討している。</p>									
<p>(参考)</p> <p>デッキプレートのシアコネクターの設計に関して、次のような解説も有ります。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・ 建築構造問題快答集No. 4 問50、No. 12 問60 									
【参考文献・資料】									
<ul style="list-style-type: none"> ・ 合成スラブ工業会－合成スラブのQ & A (インターネット) ・ QLデッキ設計マニュアル JFE建材(株) 等 									

「対応例」や「考え方の事例」は、ひとつの例を示すもので、他の設計を否定するものではありません。
また、建物の構造的性状によっては他の手法が望ましい場合もありますのでご注意ください。

5	鉄骨造
5.1	剛性
5.1.7) 転造ネジアンカーボルトを使用した露出型柱脚 露出型柱脚で伸び能力のあるアンカーボルトを使用しているが、転造・切削ネジの種別の提示と転造ネジの場合は基準軸径が呼び径より小さくなるため（例えばM27の場合は軸部断面積で15%程度）、柱脚回転剛性に影響することによる上部構造への影響の確認事例	

【解説】

(1) 背景

転造ネジ(ABR)と切削ネジ(ABM)では、径が同じでも、表に示すように各数値が、若干異なります。設計によっては、上部構造に影響を与えかねません。現場での間違いを防ぐためにも種別を図面に明記する必要があります。

ABR400 公称耐力		ボルト素材: SNR400B (素材降伏比80%以下)					
ねじの呼び	基準軸径	軸部面積	ねじ部有効断面積	引張降伏耐力	ねじ部せん断耐力 (kN)		
	mm				mm ²	降伏耐力	最大耐力
M16	14.54	166.0	156.7	39.0	21.3	36.2	
M20	18.20	260.2	244.8	61.1	33.2	56.5	
M22	20.20	320.5	303.4	75.3	41.2	70.1	
M24	21.85	375.0	352.5	88.1	47.8	81.4	
M27	24.85	485.0	459.4	114	62.3	106	
M30	27.51	594.4	560.6	140	76.1	129	
M33	30.51	731.1	693.6	172	94.1	160	
M36	33.17	863.6	816.7	203	111	189	
M39	36.17	1027	975.8	241	132	225	
M42	38.83	1184	1121	278	152	259	
M45	41.83	1374	1306	295	162	302	
M48	44.48	1554	1473	334	183	340	

ABM400 公称耐力		ボルト素材: SNR400B (素材降伏比75%以下)					
ねじの呼び	基準軸径	軸部面積	ねじ部有効断面積	引張耐力 (kN)		せん断耐力 (kN)	
	mm			mm ²	ねじ部降伏耐力	軸部降伏耐力	ねじ部降伏耐力
M24	24	452.4	384.4	90.3	106	52.2	88.8
M27	27	572.6	495.7	116	135	67.3	114
M30	30	706.9	621.2	146	166	84.3	143
M33	33	855.3	760.8	179	201	103	176
M36	36	1018	864.9	203	239	117	200
M39	39	1195	1028	242	281	139	237
M42	42	1385	1206	259	298	150	279
M45	45	1590	1336	287	342	166	309
M48	48	1810	1538	331	389	191	355

ABR490 公称耐力		ボルト素材: SNR490B (素材降伏比80%以下)					
ねじの呼び	基準軸径	軸部面積	ねじ部有効断面積	引張降伏耐力	ねじ部せん断耐力 (kN)		
	mm				mm ²	降伏耐力	最大耐力
M16	14.54	166.0	156.7	54.0	29.4	44.3	
M20	18.20	260.2	244.8	84.6	45.9	69.3	
M22	20.20	320.5	303.4	104	56.9	85.8	
M24	21.85	375.0	352.5	122	66.1	99.7	
M27	24.85	485.0	459.4	158	86.2	130	
M30	27.51	594.4	560.6	193	105	159	
M33	30.51	731.1	693.6	238	130	196	
M36	33.17	863.6	816.7	281	153	231	
M39	36.17	1027	975.8	334	183	276	
M42	38.83	1184	1121	385	210	317	
M45	41.83	1374	1306	405	222	369	
M48	44.48	1554	1473	458	251	417	

ABM490 公称耐力		ボルト素材: SNR490B (素材降伏比75%以下)					
ねじの呼び	基準軸径	軸部面積	ねじ部有効断面積	引張耐力 (kN)		せん断耐力 (kN)	
	mm			mm ²	ねじ部降伏耐力	軸部降伏耐力	ねじ部降伏耐力
M24	24	452.4	384.4	125	147	72.1	109
M27	27	572.6	495.7	161	186	93.0	140
M30	30	706.9	621.2	202	230	117	176
M33	33	855.3	760.8	247	278	143	215
M36	36	1018	864.9	281	331	152	245
M39	39	1195	1028	334	388	193	291
M42	42	1385	1206	356	409	205	341
M45	45	1590	1336	396	469	228	378
M48	48	1810	1538	454	534	262	435
M52	52	2124	1829	539	627	311	517
M56	56	2463	2144	632	727	365	607
M60	60	2827	2485	733	834	423	703
M64	64	3217	2851	841	949	486	807
M68	68	3632	3242	956	1070	552	917
M72	72	4072	3460	1020	1200	589	979
M76	76	4536	3889	1150	1340	662	1100
M80	80	5027	4344	1280	1480	740	1230
M85	85	5675	4948	1460	1670	843	1400
M90	90	6362	5591	1650	1890	952	1580
M95	95	7088	6273	1850	2090	1070	1770
M100	100	7854	6995	2060	2320	1190	1980

ねじの種類

- ① ABR: 転造並目ねじ M30
 - ② 規格外: 切削並目ねじ M30
 - ③ ABM: 切削並目ねじ M30
- (同じM30のねじでも、規格外の切削並目ねじ②は ABR、ABMに比べて軸部とねじ部の断面積の差が大きい)



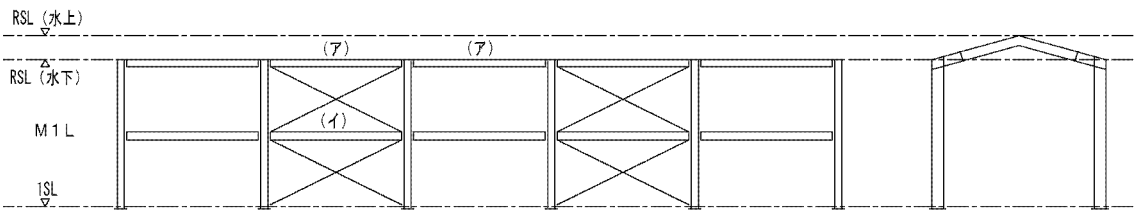
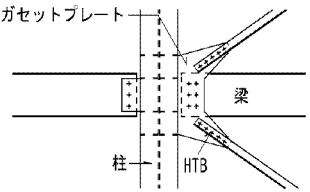
(2) 設計に対する考え方の事例

特記または柱脚リストに転造ネジ、切削ネジの種別を記入している。
構造計算も、各数値が適合するように設計している。

【参考文献・資料】

・ 建築用アンカーボルトメーカー協議会, HPより表を抜粋

「対応例」や「考え方の事例」は、ひとつの例を示すもので、他の設計を否定するものではありません。
また、建物の構造的性状によっては他の手法が望ましい場合もありますのでご注意ください。

5	鉄骨造
5.2	応力
	5.2.3) ブレース付き構面の梁の検討 ブレース構面の梁には大きな軸力が発生することに対して、軸力を考慮した検討事例
【解説】	
(1) 背景	
<p>本指摘は図1のM1Lに床がない工場等建屋の場合での引張ブレース架構における指摘です。一貫計算プログラムの多くはブレース構面の梁に軸力が考慮されていない断面算定が出力されます。そのため、ブレース構面にある梁は別途軸力と接合部のガセットプレート及びボルト（径、本数）検討が必要となります。</p> <p>また、ブレースの分担率に準じた応力割増しについて、ブレース周辺部材も同様に割増した応力でのガセットプレート厚さやボルト本数の検討が不足しているものがよくみられます。</p>	
	
<div style="display: flex; justify-content: space-around;"> 図1：軸組図 直行軸組図 </div>	
(2) 設計に対する考え方の事例	
<p>1) 図1における屋根面から基礎までの荷重（風荷重による水平力の場合もある）の流れに沿った部材の検討が必要であり、屋根及び壁荷重がブレースに伝達出来るよう（ア）（イ）に示す部材の軸力算定とその軸力に対して、部材断面及び接合部（図2）のガセットプレート、ボルトの断面検討を行う必要があります。</p>	
<p>2) 図1におけるM1L、RFL等がコンクリートスラブの場合、軽微なものは軸力を考慮する必要性は少ないと思われませんが、そうでないものは、ブレース反力をRCスラブの支圧により伝達すること及びスラブと梁の接合強度についての検討が必要です。</p>	
	
<div style="border: 1px solid black; padding: 2px;">図2：接合部要領</div>	
【参考文献・資料】	

「対応例」や「考え方の事例」は、ひとつの例を示すもので、他の設計を否定するものではありません。
また、建物の構造的性状によっては他の手法が望ましい場合もありますのでご注意ください。

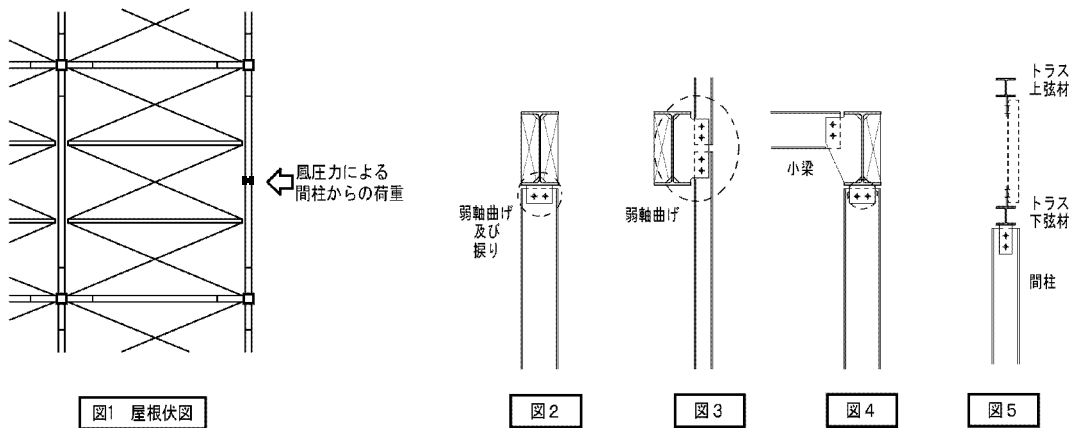
5	鉄骨造
5.2	応力
	5.2.5) 間柱からの影響を考慮した梁の検討 風圧力を受ける間柱を梁で支持している場合、間柱を支持する梁に弱軸方向曲げ、振れが作用した時の検討事例

【解説】

(1) 背景

風荷重が壁面等から図1の如く小梁と連ならない間柱を介して伝達する場合の指摘ですが、部材間の納りにより下記の問題・検討事項があります。

- i) 図2の如く、梁下フランジに取り付く場合の梁弱軸方向曲げ及び梁の振れ
- ii) 図3の如く、ウェブに取り付く場合での梁弱軸方向曲げ
- iii) 図4の如く、小梁が大梁に対して小さい場合、間柱と小梁が同位置でも振れに対する検討。
但し、点線で示す所要の性能を持ったガセットプレートがある場合、小梁の曲げ強度の検討。
- iv) 図5の如く、トラス梁の下弦材に間柱が取り合う場合も下弦材の面外に対する検討

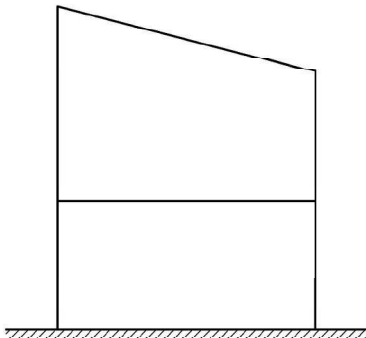
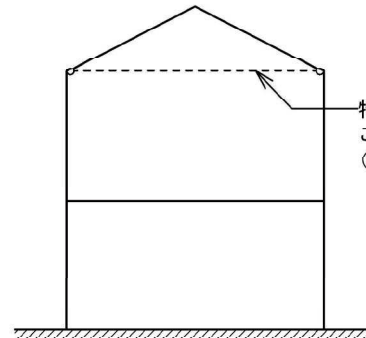


(2) 設計に対する考え方の事例

【解説】(1) 背景に記述した事項に対する各状況に応じた対処が必要です。

【参考文献・資料】

「対応例」や「考え方の事例」は、ひとつの例を示すもので、他の設計を否定するものではありません。
また、建物の構造的性状によっては他の手法が望ましい場合もありますのでご注意ください。

5	鉄骨造
5.2	応力
	<p>5.2.6) 勾配を有する梁の検討</p> <p>大梁が勾配を有する時、負担重量の勾配正弦分の軸力が発生するとともに、この力は取り付く柱頭に水平力として作用することについて、梁の軸力および柱頭の水平力などをどのように処理しているかの説明事例</p>
<p>【解説】</p> <p>(1) 背景</p> <p>屋根勾配のある建築物で、小屋組でなく、フレームそのものに勾配がある場合の指摘です。 屋根材が折板等の軽い素材の場合でも、コンクリートスラブ、デッキコン、または設備機器等重量が屋根に載る場合は特に、勾配正弦分の軸力は無視出来ない数値となることがあります。 電算内で勾配を入力し検討しますが、屋根面を剛床としてモデル化しているケースが見られます。 剛床条件とすると水平力は、各節点毎の剛比で均等に分配されてしまうので、適切に評価して検討していないこととなります。 (原則として、水平でなく高さの違いがある面を剛床とするのは、適切ではありません。)</p> <div style="display: flex; justify-content: space-around; align-items: flex-start;"> <div style="text-align: center;">  </div> <div style="text-align: center;">  <p style="font-size: small;">特に長期は、剛床解除しないと ここが一体となった状況にあります。 (強いタイパでつながっている状態です)</p> </div> </div> <p>(2) 設計に対する考え方の事例</p> <ol style="list-style-type: none"> 1) 電算で、勾配屋根の各節点の剛床を解除し、柱頭への水平力は考慮している。 2) 梁の軸力は、勾配正弦分の軸力を手計算等で適切に考慮している。 	
<p>【参考文献・資料】</p>	

「対応例」や「考え方の事例」は、ひとつの例を示すもので、他の設計を否定するものではありません。
また、建物の構造的性状によっては他の手法が望ましい場合もありますのでご注意ください。

5	鉄骨造
5.2	応力
	5.2.8) トラス梁を経由する地震力の伝達 屋根面ブレース→桁トラス梁→軸ブレースの地震力伝達におけるトラス弦材・斜材・束材の応力を確認し、断面検討に反映する事例

【解説】

(1) 背景

- ・屋根水平ブレース→屋根つなぎ材(b)→桁トラス梁上弦材(イ)→斜材(ロ)→桁トラス梁下弦材(ハ)→軸ブレースへと地震力が伝達されます。(X2-X4間でも斜材を経て上弦材から下弦材への伝達は生じています。)
- ・せいの大きいトラスでは線材置換した場合に、図-4のように仕口部柱応力を確認する必要があります。
- ・図-5、図-6に示すように、トラス梁(H鋼梁を含む)のせいが大きく異なる場合には、実状と解析モデルの壁ブレースの角度が異なることが問題となる場合もあります。

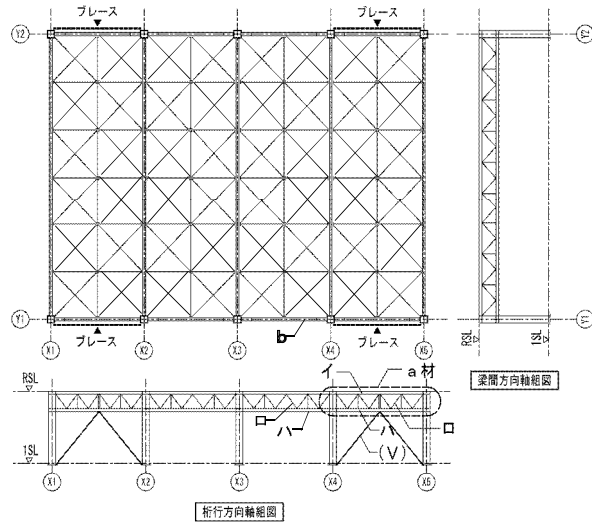
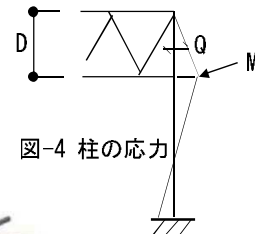
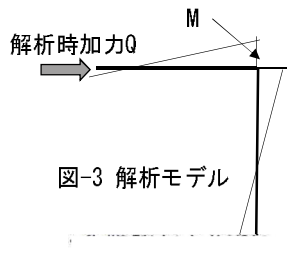
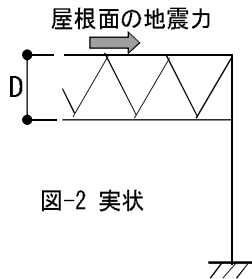


図-1



(2) 設計に対する考え方の事例

屋根面水平ブレースから軸ブレースに無理なく地震力が伝達され、各部材応力を把握し断面を確認した。
その上で、接合部の詳細を構造図に追記した。

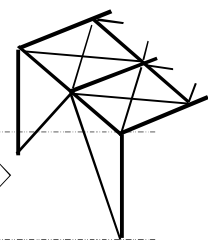
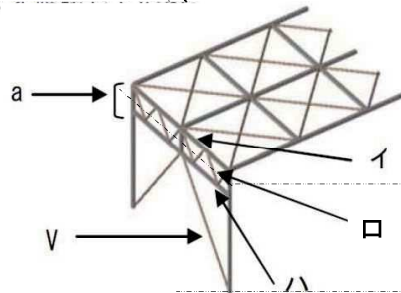


図-5 実状

図-6 解析モデル

【参考文献・資料】

「対応例」や「考え方の事例」は、ひとつの例を示すもので、他の設計を否定するものではありません。
また、建物の構造的性状によっては他の手法が望ましい場合もありますのでご注意ください。

5	鉄骨造
5.3	断面検討
	5.3.2) 不整形な建築物における2軸曲げの考慮
	建築物が不整形なため、短期の2軸曲げの考慮についての確認事例

【解説】

(1) 背景

例えば、X方向のみから地震力を受けた時にX-Y軸に斜めに交わる梁がついている柱には、すべてX方向の応力だけでなく、同時にY方向の応力も生じます。

柱の断面算定は、このX方向応力とY方向応力が同時に働くものとして行なう必要があります。図のような建物を検討する場合に、短期2軸曲げを考慮しないと、X3通りとX5通り柱の断面算定は、同じ結果となります。実際は、X5通りには無視出来ないY方向の応力が加算されます。

その他、形状によっては、X、Y加力のみでは不十分な場合に注意が必要です。

(2) 設計に対する考え方の事例

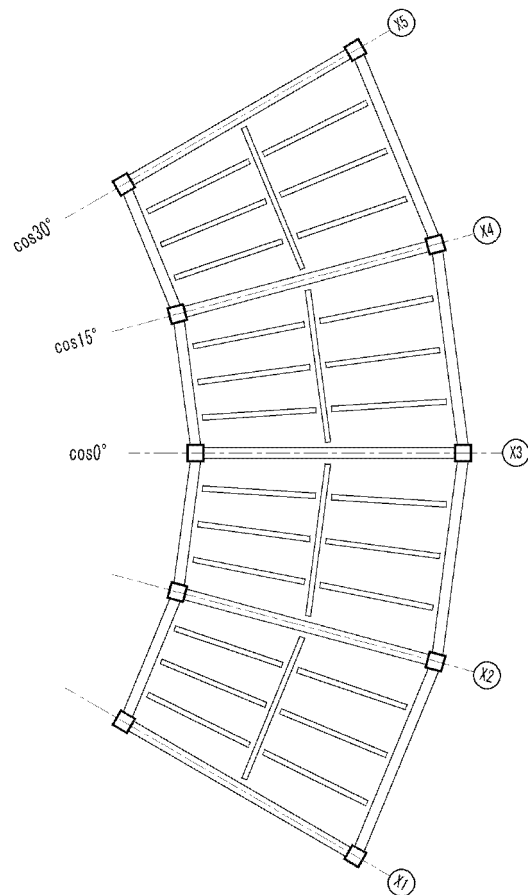
建築物が不整形なため、短期2軸曲げを考慮して検討している。角形部材で、2軸の曲げ(X、Yの2方向から曲げ)を受ける場合の計算順序を以下に示します。

- (1) 使用する部材を仮定する。
- (2) 圧縮応力度 $\sigma_c = N_x + N_y + N_L / A$ を算出
- (3) 曲げ応力度を2方向算出。ただし角形の場合
断面係数は $Z_x = Z_y$ なので、 $Z = Z_x = Z_y$ と考え
 $\sigma_b = (M_x + M_y) / Z$
※ $M_x + M_y$ には鉛直時曲げを含む
- (4) $\lambda = L_k / i_y$ を求め、表より f_c を求める。
- (5) 許容曲げ応力度 f_b は、角形部材の場合
 $f_b = f_t$ とする。
- (6) $\sigma_c / f_c + \sigma_b / f_b \leq 1$ を確認する。
- (7) $\tau = Q / A_w \leq f_s$ 確認する
※ Q_x, Q_y の大きい方を採用
※ Q_x, Q_y には鉛直時せん断力を含む

- | | |
|---|--|
| <p>σ_c : 圧縮応力度
 N : 軸方向力
 M_x, M_y : 曲げモーメント
 Z : 断面係数 ($Z_x = Z_y$)
 λ : 細長比
 i_y : 断面2次半径 ($i_y = i_x$)
 f_b : 許容曲げ応力度
 f_c : 許容圧縮応力度
 f_t : 許容引張応力度
 τ : せん断応力度
 A_w : ウェブの断面積
 ※角形の場合は断面積の1/2
 f_s : 許容せん断応力度</p> | <p>σ_b : 曲げ応力度
 A : 柱の断面積

 L_k : 座屈長さ

 Q : せん断力</p> |
|---|--|



【参考文献・資料】

「対応例」や「考え方の事例」は、ひとつの例を示すもので、他の設計を否定するものではありません。
また、建物の構造的性状によっては他の手法が望ましい場合もありますのでご注意ください。

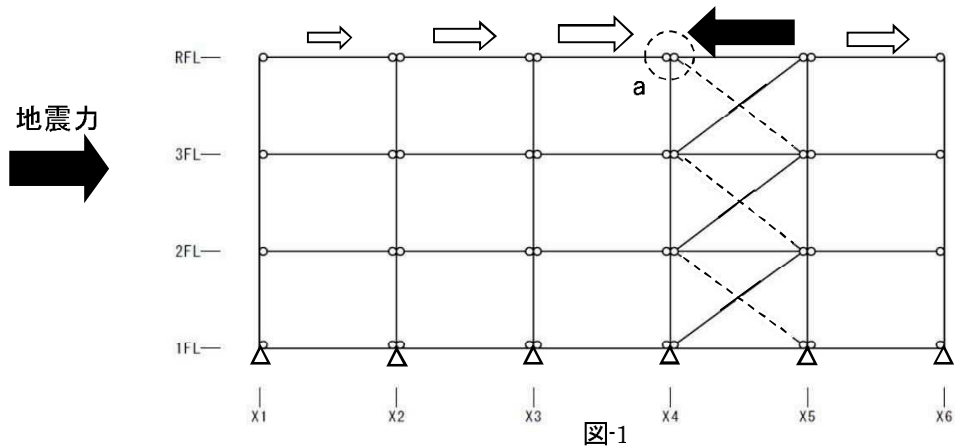
5	鉄骨造
5.3	断面検討 (参考) 5.2.3)に類似の項目、1.2.25)に関連項目があります。
	5.3.4) ブレース架構の梁軸力 ブレース架構内の梁には軸力が発生するが、各梁の軸力を考慮し、梁材及び接合部の高力ボルト本数・GPL厚さと形状等の検討の必要性を問う事例

【解説】

(1) 背景

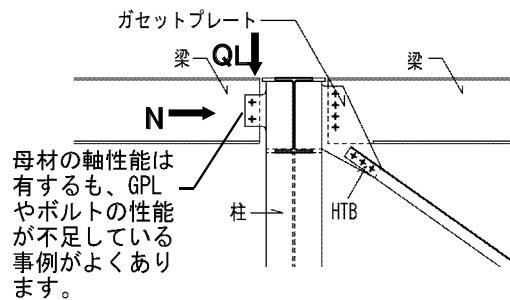
ブレース架構に対する指摘です。一貫計算プログラムでは梁軸力が発生しても検討しない場合がほとんどです。梁の水平方向成分(N)と長期せん断力(QL)荷重を考慮して母材、接合部における高力ボルト本数、ガセットプレート等の検討が必要になります。

一般的には鉛直ブレースが直接取り付く部材の軸力が最大となりますが、ブレース配置などの計画によっては軸ブレースまでの荷重伝達(梁等への軸力)の検討が必要になることがあります(特に合成床板、コンクリートスラブ等が無い場合)。例えば図-1において、X3-X4間の梁により伝達される地震時軸力Nは(水平力はブレースが負担すると仮定した場合)、質点重量が屋根面の水平ブレースから伝わる水平力も含めて算出されたものとして $N=(X1\sim X3\text{節点重量}) \times C_i \times A_i$ と大まかには直接ブレースの取り付くX4-X5間の梁の3/4以上となる場合も有ります。連続するスパンに鉛直ブレースが配置された場合は、単独のブレース軸力から逆算した値を上回る場合も生じます。



(2) 設計に対する考え方の事例

一次設計時、保有水平耐力時において、長期荷重+ブレース軸力の各方向成分の組合せ応力にて断面を検討した。併せて、ブレースまでの荷重伝達の確認をし、当該部分の検討を行った。結果、ブレースに直接取付く梁以外のR階梁の接合高力ボルトを2本から3本とした。



a 部分詳細図

【参考文献・資料】

・ビルディングレター 2011.2, (財)日本建築センター, P.32～

「対応例」や「考え方の事例」は、ひとつの例を示すもので、他の設計を否定するものではありません。
また、建物の構造的性状によっては他の手法が望ましい場合もありますのでご注意ください。

5	鉄骨造
5.3	断面検討
	<p>5.3.5) 梁ウェブ耐力の評価</p> <ul style="list-style-type: none"> ・角形鋼管柱に取り付く梁のウェブ耐力を全断面有効と評価して検討していることについて、剛性の低い柱スキンプレートの面外方向変形を考慮すると、梁ウェブ接合部の剛性や耐力は小さくなるので許容応力度計算および保有水平耐力計算において、ウェブ耐力を適切に考慮のうえ、安全上支障ないことの確認事例 ・保有水平耐力計算において、梁のウェブ曲げ耐力は考慮しないとして検討していることについて、柱梁耐力比の値が厳しいので、梁ウェブの有効率を考慮した場合、柱梁耐力比および崩壊形に影響ないことの確認事例
<p>【解説】</p> <p>(1) 背景</p> <p>ラーメン骨組の設計では、梁が柱に対して剛に接合されているとして扱っています。しかし、柱が角型鋼管柱のような中空断面柱の場合、梁ウェブに作用する曲げモーメントに対しては、剛性の低い柱のスキンプレートの面外方向変形のため、梁ウェブ接合部の剛性や耐力は小さくなります。告示では、これらに対する明確な基準が設けられていません。一次設計時及び保有水平耐力時にウェブの耐力を無視することは、耐力的には安全側の評価となりますが、柱梁耐力比の検討を行う際には危険側の評価となってしまいます。尚、梁溶接部の梁母材の保有耐力接合であることの確認は必要です。</p> <p>『鋼構造接合部設計指針』では、スキンプレート厚などをパラメータとした梁ウェブ接合部の無次元化曲げ耐力式が提案されてます。</p> <p>(2) 設計に対する考え方の事例</p> <p>(2) -1 1次設計及び保有水平耐力時については、梁Webを考慮しない梁断面性能により、必要保有水平耐力の確認、「柱梁耐力比の確認及び部材崩壊形の確認」については梁Web全断面を考慮したもので検討を行っています。</p> <p>(2) -2 Webの考慮について 「鋼構造接合部設計指針」におけるWeb接合部の無次元化曲げ耐力の算定により説明します。 梁Webの無次元化曲げ耐力を求めます。</p> <div style="display: flex; align-items: center;"> <div style="flex: 1;"> $m = \min \left(1, 4 \frac{t_{cf}}{d_j} \sqrt{\frac{b_j F_{cy}}{t_{bw} F_{wy}}} \right)$ $m = 4 \times \frac{19}{(588 - 2 \times 20)} \sqrt{\frac{(400 - 2 \times 19) \times 325}{12 \times 235}} = 0.86$ </div> <div style="flex: 1; text-align: center;"> <p>梁 H-588 × 300 × 12 × 20 (SS400)</p> <p>柱 □-400 × 19 (STKN490B)</p> </div> </div>	

ここで、H-588×300×12×20で

$$\text{フランジ } Z_f = \frac{(58.8^3 - 54.8^3) \times 30}{12 \times 29.4} = 3293 \text{ cm}^3$$

$$\text{ウェブ } Z_w = \frac{47.8^3 \times 1.2^{\text{※注}}}{12 \times 29.4} = 371 \text{ cm}^3 \quad (\text{スカラップ35mmを考慮})$$

※注 ウェブの溶接仕様により採用値確認

$$\Sigma Z = 3664 \text{ cm}^3$$

H-588×300のウェブについて、mを考慮すると

$$Z_{we} = 371 \times 0.86 = 319 \text{ cm}^3$$

梁の有効断面性能

$$\Sigma Z_e = 3293 + 319 = 3612 \text{ cm}^3$$

ウェブの有効率を考慮したこの値は現検討で採用している梁の断面性能

$$Z_w = 3610$$

を若干ではあるが上回ったものであり、所要の性能を有しているものと言えます。

【参考文献・資料】

・鋼構造接合部設計指針 P133～

「対応例」や「考え方の事例」は、ひとつの例を示すもので、他の設計を否定するものではありません。
また、建物の構造的性状によっては他の手法が望ましい場合もありますのでご注意ください。

5	鉄骨造
5.3	断面検討
	5.3.12) 組み立て柱のラチス材 組立圧縮柱のラチス材検討時にせん断力に加えて設計用軸力の2%分を考慮する必要性についての検討事例

【解説】

(1) 背景

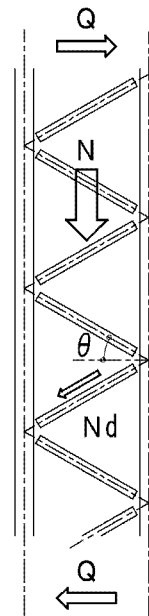
組立圧縮柱の各部において、せん断力のみで検討している場合の指摘です。鋼構造設計規準によると、「組立圧縮材の各部分は、組立圧縮柱の座屈に伴うせん断力として設計用圧縮力の2%のせん断力が作用するものとして設計する。圧縮力のほかにせん断を受ける組立圧縮材では、上記のせん断力を加算して設計する。」とあります。最低でも圧縮力の2%のせん断力にて検討し、その他の応力が発生するものについては随時組み合わせて検討することになります。

(2) 設計に対する考え方の事例

軸力の2%のせん断力を加算し、軸方向成分にてラチス材を検討している。

$$Q_d = 0.02N$$

$$N_d = \pm \frac{QE + Q_d}{\cos\theta}$$



ラチス柱姿図

【参考文献・資料】

- ・ 鋼構造設計規準 -許容応力度設計法-, P. 24~25, P. 90~92
- ・ 鋼構造座屈設計指針, 日本建築学会, P. 47~48

「対応例」や「考え方の事例」は、ひとつの例を示すもので、他の設計を否定するものではありません。
また、建物の構造的性状によっては他の手法が望ましい場合もありますのでご注意ください。

5	鉄骨造
5.4	接合部
	<p>5.4.1) 柱サイズが異なる場合のダイアフラムの検討</p> <ul style="list-style-type: none"> ・上下階で柱断面が異なりダイアフラムでずれが生じている場合のダイアフラム部分で応力伝達ができることの確認事例 ・柱は2階が鋼管、1階が角形鋼管となっている場合の、ダイアフラムを介した上下階の応力の流れの説明事例
【解説】	
(1) 背景	
上下階で柱断面成が異なる場合にダイアフラム部分での応力伝達の配慮について確認するものです。	
(2) 設計に対する考え方の事例	
次のような対応例が考えられます。	
①ダイアフラム板厚の確認 通しダイアフラム使用の場合 $(D1-D2) \leq 50\text{mm}$	
<p>下式を満たすことを確認する</p> $tp \geq t1$ $tD1 \geq tF$ $tD2 \geq ((D1-D2)/2 - t1 + t2)$ <p>かつ $tD2 \geq 2t2$ かつ 16mm</p>	
②補剛リブ付きダイアフラム使用の場合	
	③テーパ管使用の場合 $(D1-D2) > 100\text{mm}$
	$t1, t2 \leq tp$
【参考文献・資料】	
・鋼管構造設計施工指針同解説 日本建築学会 P72～	

「対応例」や「考え方の事例」は、ひとつの例を示すもので、他の設計を否定するものではありません。
また、建物の構造的性状によっては他の手法が望ましい場合もありますのでご注意ください。

5	鉄骨造
5.4	接合部
	<p>5.4.6) 角形鋼管柱の納まり 角形鋼管柱の内ダイアフラムに取り付く梁が面合わせで、かつ一部が溶接にも支障があるため柱のR部分を避けるような納まりとなるよう検討事例</p> <p>5.4.7) 梁せいに差がある場合の納まり 梁せいの差による下フランジの接合詳細の提示事例</p>

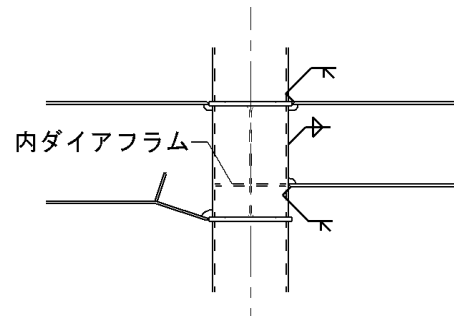
【解説】

(1) 背景

内ダイアフラム方式の柱梁接合部において、内ダイアフラムの欠損部分、R部分を考慮せずに柱と梁を面合わせとしている設計に対する指摘です。冷間成形角形鋼管設計・施工マニュアルにあるとおり、R部分や欠損があり、溶接が困難で所定の品質が確保できません。

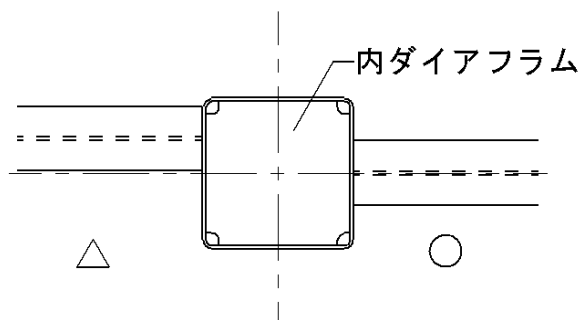
また、R部分は成形時に塑性化しているので、この部分に梁フランジを溶接すると脆性破壊を生じやすいことから、施工的な納まりについて対処法の検討を求めた指摘です。

右図のように梁せいが異なる部材を使用し、内ダイアフラムを併用した場合にこのような納まりが見られます。



(2) 設計に対する考え方の事例

- 1) 梁を角形鋼管のR部分を避けて配置している。
- 2) 通しダイアフラム形式に変更している。
- 3) 梁せいの小さい梁をハンチ加工とし、せいを合わせている。



【参考文献・資料】

・冷間成形角形鋼管設計・施工マニュアル, p.87～

「対応例」や「考え方の事例」は、ひとつの例を示すもので、他の設計を否定するものではありません。
また、建物の構造的性状によっては他の手法が望ましい場合もありますのでご注意ください。

5	鉄骨造
5.4	接合部（柱脚）
	<p>5.4.8) 柱脚アンカーボルトのせん断力負担</p> <ul style="list-style-type: none"> ・柱脚アンカーボルトにせん断力を負担させている場合の座金とベースプレートの溶接等、応力伝達が可能な納まりの検討事例 ・ブレース応力による柱脚アンカーボルトのせん断力の検討事例 <p>5.4.9) 柱脚ベースプレートとコンクリート間の摩擦抵抗</p> <ul style="list-style-type: none"> ・柱脚に発生したせん断力をベースプレートとコンクリート間の摩擦で処理するとしていることについて、摩擦力が期待できる詳細の提示事例

【解説】

(1) 背景

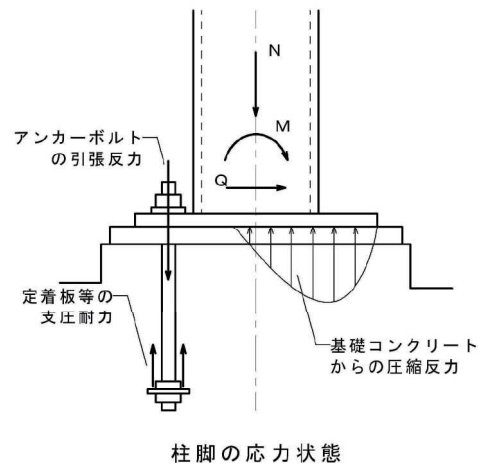
圧縮力によるベースプレートと礎柱のコンクリートとの摩擦力でせん断力が伝達できず、アンカーボルトにせん断力を負担させる場合の対処に関するものです。なお、引張力とせん断力に対するアンカーボルトの安全が確認できていることが前提となります。

また、ブレース等が柱脚に取り付く場合、負担応力の水平方向成分を加算して検討する必要があります。

通常、ベースプレート孔とアンカーボルト径は5mmの差があります。アンカーボルト径に孔径がほぼ一致する座金をベースプレートと溶接し、ベースプレートの移動を防止します。また、その際の溶接長さ及びサイズについても確認が必要となります。既製品の座金では納まらない場合もありますので注意が必要です。

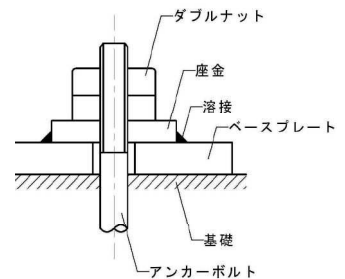
摩擦力、なしはアンカーボルトにてせん断力が負担できない場合、ベースプレート下面にシャーププレートやシャープコネクタを設ける等の対応が必要になってきますが、施工方法が困難な為、望ましくありません。

柱脚の降伏せん断耐力は、圧縮力によるベースプレートと礎柱のコンクリートとの摩擦力 ($\mu=0.4$) か、アンカーボルトの降伏せん断耐力のうちいずれか大きい方により決定します。摩擦力により伝達される場合、ベースプレート下面と基礎上面を密着させる必要があります、ベースプレート下面と基礎上面の間に無収縮モルタルを充填します。



(2) 設計に対する考え方の事例

- 1) 座金とベースプレートを溶接し、その旨を図面に明記。また、溶接サイズ、長さについて短期、保有水平耐力時の検討を行っている。
- 2) ベースプレート下面と基礎上面の間に無収縮モルタルを充填している。



【参考文献・資料】

- ・2015年版 建築物の構造関係技術基準解説書, 第1版, 平成27年6月, p625~
- ・鋼構造設計規準—許容応力度設計法, 第4版, 2005年9月, (社)日本建築学会, p117~
- ・鋼構造接合部設計指針, 第2版, 2006年3月, (社)日本建築学会, p265
- ・鋼管構造設計施工指針・同解説, 第2版, 1990年1月, (社)日本建築学会, p126

「対応例」や「考え方の事例」は、ひとつの例を示すもので、他の設計を否定するものではありません。
また、建物の構造的性状によっては他の手法が望ましい場合もありますのでご注意ください。

5	鉄骨造
5.5	横補剛
5.5.1)	横補剛の有効性
	<ul style="list-style-type: none"> ・ R階の横補剛材は水平変位を水平ブレースで拘束されていないので、水平ブレースの配置を再検討、または大梁の横座屈時に横補剛材を受ける小梁が同時に横座屈を起こさないことの確認事例（面外に対する検討） ・ 大梁の上端に横補剛材が取り付けられているが、横補剛材として有効なのかの検討事例（補剛材・ボルト・GPLの耐力および補剛材の剛性） ・ 梁成500及び350の大梁に対し、角形鋼管φ100で補剛材として有効であることの説明事例
【解説】	
(1) 背景	
<p>鉄骨造建築物で靱性に期待する設計をする場合、座屈（曲げねじれ座屈、横座屈、局部座屈）の防止と接合部破断の防止が重要となります。その梁の変形能力を制約する要因の一つである横座屈を防止するために用いられる横補剛が有効に作用するために求められる事項について確認をするものです。</p> <p>横座屈が生じると梁全体の曲げ抵抗モーメントが低下し、変形能力も確保できません。その横座屈を制御する方法としては、適切な横補剛間隔（均等間隔、または端部に近い部分に設ける）を設定し、横補剛材を設けることが有効な方法として用いられています。</p> <p>その横補剛材を設ける際、有効に作用するための必要な条件として、①横補剛材の水平変位を拘束するような部材を設けている、②横補剛材が適当な強度と剛性をもっているなどの条件があげられます。</p>	
<p>①「横補剛材の水平変位の拘束」について</p> <p>図Aにおいては横方向の横補剛材は水平ブレースで水平変位を拘束されていますが、縦方向の横補剛材は水平変位が拘束されていないため、大梁の横座屈を有効に拘束することができません。他にも、図Bのようにスタッドなどのついた梁において、上端フランジは剛性の高いスラブに取り付けて拘束されていますが、下端フランジが圧縮になった時の拘束を配慮していない場合などもあります。</p> <p>従って、横補剛材は単に大梁の圧縮側フランジ間をつなぐだけでなく適切な位置に補剛材の移動を拘束する架構を設ける（イ）ことや、水平ブレースを横補剛材の移動を有効に拘束するような配置とする配慮をする（ロ）必要があります。</p>	<p>図A</p> <p>図B</p> <p>(ロ) 各パネル毎にブレースを設ける。</p> <p>(イ) 端部をトラス状にする。</p>
<p>②「横補剛材の強度と剛性」について</p> <p>これは横補剛材自身が大梁の圧縮フランジの横移動を拘束するために必要な強度と剛性を持っていることを確認する必要性について述べたものです。横補剛材に必要な強度と剛性がなければ、横座屈による大梁の曲げ抵抗モーメントの低下防止に有効に作用しません。</p> <p>鋼構造塑性設計指針ではこの横補剛材に必要な強度と剛性を次のように定めています。</p> <p>H形断面梁に設ける横補剛材は $F=0.02C$ $C=\frac{\sigma_y \cdot A}{2}$</p> <p>なる集中横力Fを圧縮フランジ位置に作用させた場合に十分な強度を有し、かつ</p> <p>$k \geq 5.0 \frac{C}{l_b}$ なる剛性を有しなければなりません。</p>	

以上のことを考慮のうえ、保有耐力横補剛を満足させた設計においても横補剛材を有効に作用させるため、これらの諸条件を同時に検討・配慮しておく必要があります。

(2) 設計に対する考え方の事例

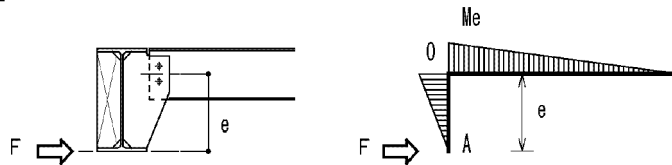
① 「横補剛材の水平変位の拘束」について

横補剛材を設ける際は、横補剛材が大梁の横座屈防止に有効に作用するように、水平ブレース等の部材を配置するなどして水平変位を拘束する配慮が必要です。《図A(ロ)、図B(イ)》

② 「横補剛材の強度と剛性」について

横補剛材を設ける際は、その大梁に対して用いる横補剛材の強度と剛性があることを確認しておく必要があります。

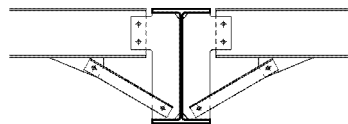
図C



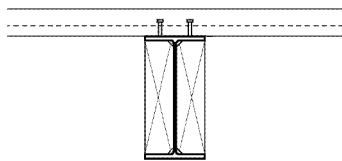
ここで、考え方の一例として、上記のようなディテールについて鋼構造塑性設計指針の式を用いると
 下端フランジが圧縮になった時に、 $F = 0.02 \times \sigma_y A$ がA点に横方向に作用すると考え、
 O点にかかる力としては 軸方向力F と 曲げモーメント $Me = F \cdot e$ があります。

この応力に対して横補剛材およびその周辺部材(GPL厚さ、ボルト本数と間隔)を検討し、横補剛材の有効性を確認することが必要です。

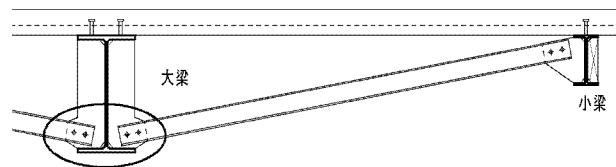
《横補剛例》



(A) 方づえによる下端フランジの横補剛例



(B) スチフナによる下端フランジの横補剛例
 ※スタッドにより上フランジの固定度確保が必要



(C) 下端フランジの横補剛例
 ※(A)、(C)は片側のみで可の場合もある

【参考文献・資料】

・鋼構造塑性設計指針 P96～

「対応例」や「考え方の事例」は、ひとつの例を示すもので、他の設計を否定するものではありません。
また、建物の構造的性状によっては他の手法が望ましい場合もありますのでご注意ください。

5 鉄骨造

5.5 横補剛

5.5.2) 焼抜き栓溶接による座屈止め

大梁とデッキの接合において、焼抜き栓溶接となっていることについて、大梁上フランジの座屈止めとして耐力上問題ないかの確認事例

【解説】

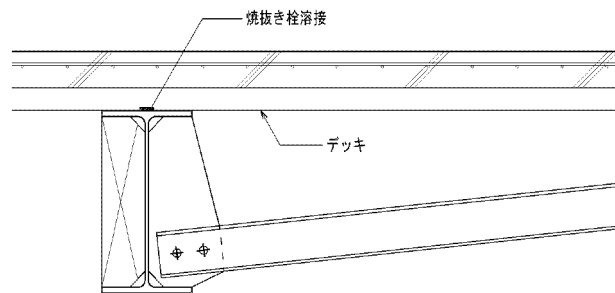
(1) 背景

合成床版の焼抜き栓溶接は、認定により許容せん断耐力が与えられており、横補剛力に対して焼抜き栓溶接が安全であることを確認するものです。

具体的には、合成スラブ工業会HPのQ & Aに計算例があり、横補剛スラブ幅内の焼抜き栓溶接のうち、剛床仮定に必要な分を差引いた残りが横補剛に有効なものになります。

横補剛スラブ幅

$$B = \frac{2}{3}l$$



(2) 設計に対する考え方の事例

- 1) 大梁の横補剛力を伝達可能となるよう、焼抜き栓溶接の耐力を考慮し、ピッチを変更している。
- 2) 焼抜き栓溶接からスタッドボルトに変更している。

(参考)

種別	qa (短期)
焼抜き栓溶接	t1.2 7.3kN
スタッドジベル	φ16 40.7kN
コンクリート強度Fc21	φ19 57.4kN

【参考文献・資料】

- ・各種合成構造設計指針，日本建築学会，P. 78～
- ・合成スラブ工業会Q & A

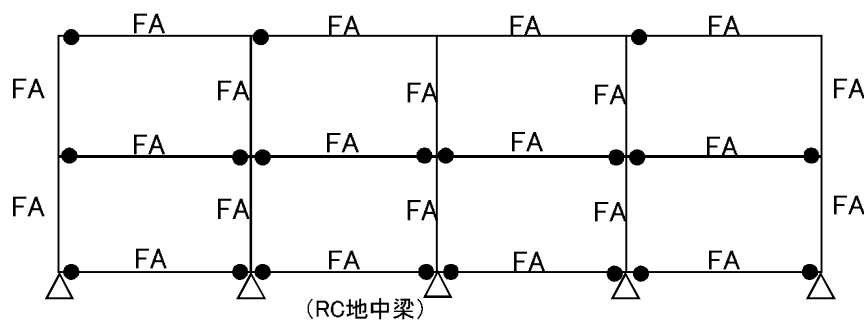
「対応例」や「考え方の事例」は、ひとつの例を示すもので、他の設計を否定するものではありません。また、建物の構造的性状によっては他の手法が望ましい場合もありますのでご注意ください。

5	鉄骨造
5.6	保有水平耐力
	5.6.3) 鉄骨造の地中梁におけるヒンジとDs値 Ds算定時に地中梁にヒンジが多数形成されている状況で、建築物のDsとして上部鉄骨造のDsを採用していることについて、ヒンジが多くできる地中梁（RC部材）のDsを採用する必要はないかの確認事例

【解説】

(1) 背景

下記のように上部構造が鉄骨造で地中梁がRC造の場合において、Ds算定時（本来はメカニズム時）に降伏ヒンジが地中梁に発生した場合、部材の種別が同じ（例えばFA）であっても、鉄骨造と鉄筋コンクリート造では構造特性係数Dsの値が異なるため、その設定に配慮を求めたものです。



本物件の場合、柱基部の終局耐力はそのほとんどにおいて地中梁の曲げ降伏で決定しています。保有水平耐力が鉄筋コンクリート造の降伏した時の耐力である場合、Dsはより大きな値となる鉄筋コンクリートのDs値の採用に対する配慮が必要ということです。

鉄骨造で地中梁にヒンジが発生している場合のDs値は慎重に取り扱う必要があります。

以下に純ラーメン構造における地中梁ヒンジを考慮したDs値の決定方法の一例を説明します。

鉄骨造の設計では、メカニズム時に地中梁にヒンジが発生する場合があります。その場合でも、RC造である地中梁ではDs値に相当する塑性変形量に達するまでの段階でもせん断破壊を防止するため、“平19国交594号第4 第三号 ハ（せん断破壊防止の保証設計）”に規定するとおり、部材の設計用せん断力の割り増しを行っています。したがって、地中梁は曲げ破壊が先行する破壊形式となっています。

“昭55建告1792号 第4 柱及びはりの大部分が鉄筋コンクリート造である階についてDsを算出する方法 一号 柱及びはりの区分表”は通常、FA又はFBとなり、それに応じた第四号 ハの部材群に応じたDs値は表-1となります。

表-1 地中梁の種別と部材群に応じたDs値

部材	はり	柱及びはりの種別	柱及びはりの部材群に応じたDs値
条件	Tu/Fcの数値		
	0.15以下	FA	0.3
	0.2以下	FB	0.35

一方、“昭55建告1792号 第3 柱及びはりの大部分が鉄骨造である階についてDs値を算出する方法 第四号 柱及びはりの部材群に応じたDs値”は表-2となります。

表-2 鉄骨造の部材群に応じたDs値

	柱及びはりの部材群としての種別			
	F A	F B	F C	F D
Ds 値	0.25	0.30	0.35	0.40

地中梁の部材群に応じた種別をそのDs値に対応する鉄骨造の種別を読み替えます。この場合、FA→FB、FB→FCとなります。各節点におけるヒンジ発生状況に応じて各節点における種別を決定します。

“昭55建告1792号 第3 第三号”にしたがい、部材の耐力の割合に応じて部材群としての種別を表-3により決定しそれに応じた表-2のDs値とします。前出の図では全て地中梁ヒンジのため部材群としての種別はFBとなり、Ds値は0.3となります。

表-3 部材の耐力の割合に応じた部材群としての種別

	部材の耐力の割合	部材群としての種別
(1)	$\gamma_A \geq 0.5$ かつ $\gamma_C \leq 0.2$	A
(2)	$\gamma_C < 0.5$ (部材群としての種別がAの場合を除く。)	B
(3)	$\gamma_C \geq 0.5$	C

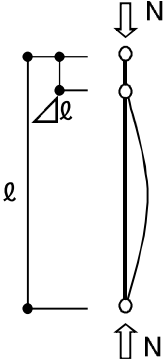
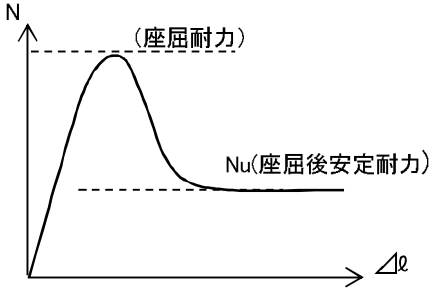
(2) 設計に対する考え方の事例

- i) 基本的には地中梁を先行降伏させず、鉄骨柱脚に降伏ヒンジが発生するようにする。その場合は鉄骨造としてDs値を採用する。
- ii) 地中梁に相当数のヒンジが発生し、その層の変形能力が地中梁で支配される場合には、鉄筋コンクリート造のDs値採用も考慮に入れる。

【参考文献・資料】

・2015年版 建築物の構造関係技術基準解説書, 第1版, 平成27年6月, p346, 347, p388~

「対応例」や「考え方の事例」は、ひとつの例を示すもので、他の設計を否定するものではありません。
また、建物の構造的性状によっては他の手法が望ましい場合もありますのでご注意ください。

5	鉄骨造
5.6	保有水平耐力
	<p>5.6.5) 保有水平耐力計算時における圧縮ブレースの考慮</p> <ul style="list-style-type: none"> ・ K形ブレースの保有水平耐力は圧縮側ブレース座屈時の耐力となっているかの確認事例 ・ 保有水平耐力計算時に圧縮ブレースの座屈後も解析を続けていることについて、一般的に圧縮ブレースは座屈後に耐力低下が生じるので、座屈後も耐力を維持したまま解析を進めることの適切性を問う事例
【解説】	
(1) 背景	
<p>一般的な構造計算プログラムにおいて、保有水平耐力計算の増分解析法は部材の降伏後に耐力を一定に保つ想定で解析を行っており、せん断破壊のように急激な耐力低下のおこる部材の挙動を正確に想定した解析はしていません。従って、そのような部材を含む建物の保有水平耐力計算を増分解析法で行う場合はそれらの挙動を把握した上で慎重に設計を行う必要があります。</p> <p>本事例の圧縮筋かいにおいて、筋かい付き架構を含む建物を増分解析法で設計する場合も同様の問題が考えられます。圧縮筋かいは軸圧縮力を受けて座屈耐力に達した後、変形に対して軸力が単調減少し(細長比にもよりますが)、座屈耐力の1/3程度の座屈後安定耐力に落ち着くことが知られています。</p> <p>座屈後安定耐力については鋼構造限界状態設計指針・同解説(1998)、建築耐震設計における保有耐力と変形性能(1990)、鋼構造座屈設計指針(1996)などの文献で述べられていますが、鋼構造限界状態設計指針・同解説(1998)では、座屈後安定耐力を有効細長比λ_Bに応じて次のような式で提案しています。</p>	
$N_u = N_y \quad \lambda_B \leq 0.15 \quad (a)$	
$N_u = \frac{1}{11\lambda_B - 0.65} N_y \quad 0.15 < \lambda_B \leq 0.3 \quad (b)$	
$N_u = \frac{1}{6\lambda_B - 0.85} N_y \quad \lambda_B > 0.3 \quad (c)$	
<p>(λ_Bは鋼構造限界状態設計指針・同解説(1998)参照)</p>	
<p>これらのことを考慮すると、圧縮筋かいは座屈耐力に達した場合は、無条件に増分解析を進めて保有水平耐力を算定することは適切ではないと考えられます。</p>	
	

(2) 設計に対する考え方の事例

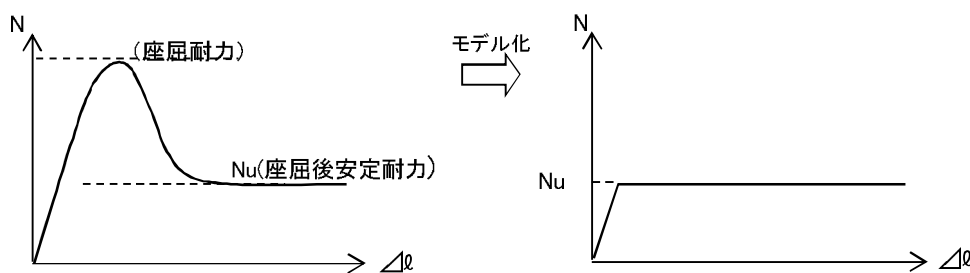
実際の設計において、このような圧縮筋かいを含む筋かい付き架構を増分解析法で保有水平耐力計算を行う際には、こういった挙動を把握した上で、適切に設計を行う必要があります。なお、保有耐力接合を満足していることの確認も前提条件として必要です。

①DsおよびFesの計算における配慮・考え方など

- 1) Dsを求める為の増分解析においては他の不安定となっていない部分架構について、崩壊メカニズム時の応力状態で部材種別を判断するために（筋かい材の細長比によりますが）、筋かい材が座屈耐力に達した時の負担軸力を保持したまま、増分解析を行い、Ds算定時崩壊メカニズムを決定した。
- 2) 常時荷重を負担させている筋かい材（例えばK型ブレース等）が座屈耐力に達した場合に、当該部材のある層のDsを0.5と扱い、構造耐力上の安全性を確保するための配慮をした。
- 3) 筋かい付き架構のFesを算出する際の偏心率および剛性率は、1次設計時の座屈荷重以前の剛性を用いて算定した。
- 4) K型ブレースにおいては、圧縮筋かい降伏後、筋かいが交わる梁中央部で梁が降伏する場合もあるため、周辺部材・接合部も含めた検討を行った。

②保有水平耐力の計算における設計者の対応事例

- 1) 筋かいが（A種）に該当するような部材であったため、圧縮筋かいが座屈耐力に達したあとも耐力を保持できるものと判断して、増分解析を続行した。
- 2) 圧縮・引張に関わらず、いずれかの筋かいが座屈耐力に達した時点で保有水平耐力を算定した。
- 3) 圧縮筋かいの細長比が十分大きく、圧縮耐力が期待できないと判断されるため、圧縮材の剛性・耐力を無視して設計した。（ただし、剛性率・偏心率算定時には圧縮筋かいの影響を考慮することが必要な場合も考えられます。）
- 4) 圧縮筋かい材の座屈後のエネルギー吸収能力を期待して、圧縮筋かい材の軸力-変形曲線において、座屈後安定耐力を降伏耐力と見なしたバイリニアモデルとして扱い、引張筋かいの耐力曲線との変形の適合性を考慮して加え合わせる方法を採用した。なお、その場合も実挙動は座屈後安定耐力よりも高い軸力である座屈耐力を経て座屈後安定耐力となることを考慮して、座屈耐力時においても筋かいの周辺架構（部材・接合部等）の安全の検討も行った。



【参考文献・資料】

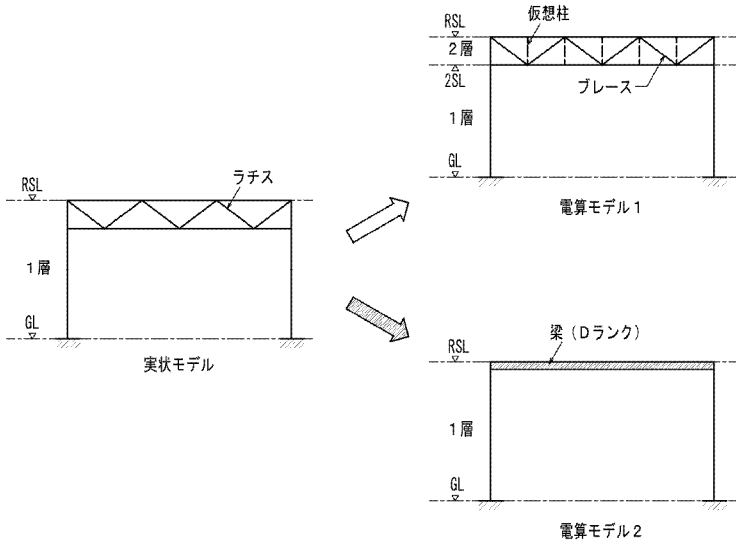
- ・ 2015年版 建築物の構造関係技術基準解説書，第1版，平成27年6月，p365～， p371～， p537
- ・ 鋼構造限界状態設計指針・同解説（1998） P132～
- ・ 建築耐震設計における保有耐力と変形性能（1990） P317～
- ・ 鋼構造座屈設計指針（1996） P65～

「対応例」や「考え方の事例」は、ひとつの例を示すもので、他の設計を否定するものではありません。
また、建物の構造的性状によっては他の手法が望ましい場合もありますのでご注意ください。

5	鉄骨造
5.6	保有水平耐力
	<p>5.6.7) 冷間成形角形鋼管の局部崩壊時の検討</p> <p>冷間成形角形鋼管をルート3で設計し局部崩壊メカニズム ($\sum M_{pc} \leq \sum \min [1.5M_{pb}, 1.3 \sum M_{pp}]$) と判定されているため、柱耐力を低減し梁が塑性化しない設計をしているが、梁の種別が柱より低ければ必要保有水平耐力を満足しない可能性もあると考えられることについて、梁で決まるDs値を採用した通常の保有水平耐力計算も行い、安全性を確認する必要があるかの説明事例</p>
	<p>【解説】</p> <p>(1) 背景</p> <p>冷間成形角形鋼管を用いルート3で設計している建築物で、局部崩壊メカニズムとなり、柱耐力を低減した保有水平耐力のみの確認を行っている事例です。前述の表題とおり、梁で決まるDs値を採用した保有水平耐力の方が危険側になることがあります。崩壊形の判定は層毎の最大曲げモーメントの和で比較しているため、部材によっては局所的に梁ヒンジが生じる可能性があります（例えばヒンジの出来る梁がFDランクであった場合はそこで保有耐力を決定しなければならない）。</p> <p>通常の計算によって保有水平耐力が必要保有水平耐力以上であることを確認することに加え、以下のような検討を行います。</p> <p>柱耐力の和が1.5倍した梁の耐力又は1.3倍したパネル部の耐力の和よりも大きいか判定し、大きい場合は全体崩壊、小さい場合は局部崩壊とします。ここで、局部崩壊となった場合、当該層の床位置の柱、1階の柱脚及び最上階の柱頭の耐力を鋼管の種類ごとに低減する必要があります。その際、対象層の梁は塑性化しないものとして検討します。</p> <p>ここまでは構造関係技術基準解説書に記載してあるとおりですが、建築物全体、各部材ランクを考慮し、必要に応じて柱の耐力を低減し、かつ梁は塑性化するものとして保有水平耐力の検討を行います。</p> <p>なお、STKRを使用した場合、局部崩壊は許容できませんので注意が必要です。</p> <p>(2) 設計に対する考え方の事例</p> <p>本設計の場合には崩壊形の判定で局部崩壊となるので通常の保有水平耐力計算に加え、柱耐力を低減し、保有水平耐力の検討をしている。尚、梁にFDランク部材が存在するため、梁は塑性化するものとして検討している。</p>
	<p>【参考文献・資料】</p> <ul style="list-style-type: none"> ・2015年版 建築物の構造関係技術基準解説書，第1版，平成27年6月，p363～ ・冷間成形角形鋼管設計・施工マニュアル，P.49～

「対応例」や「考え方の事例」は、ひとつの例を示すもので、他の設計を否定するものではありません。また、建物の構造的性状によっては他の手法が望ましい場合もありますのでご注意ください。

5	鉄骨造
5.6	保有水平耐力
	<p>5.6.8) 保有水平耐力計算における解析</p> <p>トラスを階としてモデル化し斜材をブレースとして認識している場合について、保有水平耐力は適切に評価出来ているか否かの確認事例</p>
<p>【解説】</p> <p>(1) 背景</p> <p>トラス梁を含む建築物において、トラス層を階とし、斜材をブレースとして入力したモデルの事例です。</p> <p>ブレースとして入力すると、トラス梁として全体で負担すべき応力が上弦材と下弦材それぞれで負担することになり、トラスとは異なる応力状態となってしまう可能性があります。</p> <p>また、構造計算のまとめにおいて、剛性率をこのトラス層の階としての層間変形の値をそのまま使い(トラス階の層間変形は1層目に比べ非常に小さい)、この例でいうと、2層の建物として剛性率を記述していることへの指摘もあります。</p> <p>よく見られる設計法はトラス梁を等価断面の線材に置換し、モデル化します。崩壊形は柱ヒンジとし、トラス梁はFDランクとなり、層のDsは0.4を採用する考え方もよくみられます。また、柱内法高さの採用位置は、断面算定の際には上弦位置、保有耐力算定については上弦位置、柱脚のせん断検討については下弦位置と、各部検討が安全側となるような配慮が必要です。</p> <p>又、必ず柱頭で降伏する事を確認しトラス部は弾性設計を行い、Ds値は柱種別により決定する考え方もみられます。</p> <p>(2) 設計に対する考え方の事例</p> <ul style="list-style-type: none"> トラス梁を等価断面の線材に置換し、柱ヒンジを確認したうえで、柱のDsにより保有水平耐力を検討します。また、各部断面算定について、応力を安全側となるよう手計算にて補正します。 <p>柱ヒンジの確認例 $(M_{ug} \geq 1.2 \times M_{uc})$ を確かめたもの。 M_{ug}: トラス梁の降伏モーメント、 M_{uc}: 柱の降伏モーメント)</p> <p>【参考文献・資料】</p> <ul style="list-style-type: none"> ビルディングレター (2010.11), 財団法人日本建築センター, P.32 	



「対応例」や「考え方の事例」は、ひとつの例を示すもので、他の設計を否定するものではありません。また、建物の構造的性状によっては他の手法が望ましい場合もありますのでご注意ください。

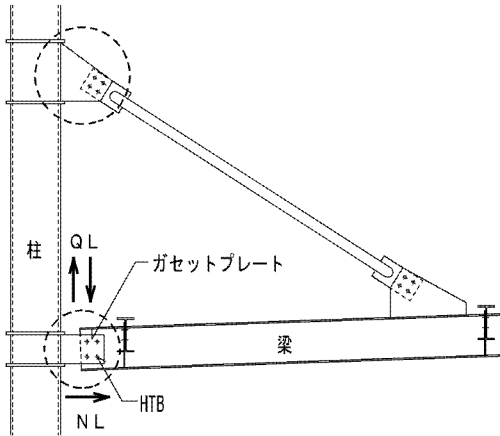
5	鉄骨造
5.7	納まり
	5.7.1) 底吊材、柱及び片持ち梁の取り合い
	底吊材、柱及び片持ち梁の各取合い部について地震時面外方向の検討事例

【解説】

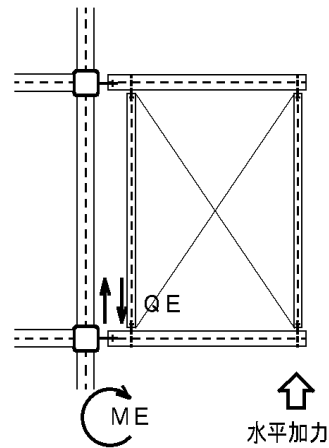
(1) 背景

本指摘事項は、図に示す鉄骨造の吊底の梁を受けるガセットプレート等の検討の指摘です。通常、庇の水平剛性を保つ水平ブレースは、外壁との納まりの関係から、梁端部から少し離れた位置に取り付くことから、水平力に対して様々な応力が発生します。具体的には下図の様に、長期応力として、軸方向力、せん断力が発生し、短期応力としては、長期応力プラスされて、地震時水平力として、面外曲げモーメント、水平方向のせん断力が発生するため、これらを組み合わせて断面算定する必要があります。

【例】

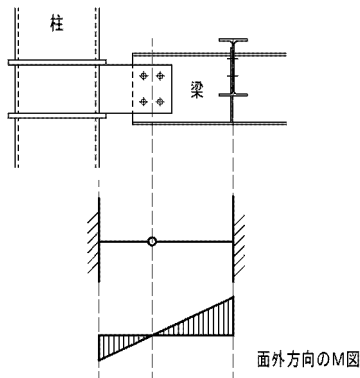


詳細図（長期応力）



伏図（地震時応力）

(2) 設計に対する考え方の事例



庇の重量が大きい場合、地震時のガセットプレートに発生する面外曲げモーメントも大きくなり注意が必要です。例として、左図の様なモデルにて検討する方法もあります。また、プレートでは処理できない場合は、H形鋼のブラケットを配置する方法も考えられます。

また、風の吹き上げ時の検討において吊り材を受けるガセットプレートは圧縮力を受けるため、それが座屈を考慮した許容圧縮応力度以下であること及びボルトのせん断力以下であることの確認も必要です。

【参考文献・資料】

「対応例」や「考え方の事例」は、ひとつの例を示すもので、他の設計を否定するものではありません。
また、建物の構造的性状によっては他の手法が望ましい場合もありますのでご注意ください。

5	鉄骨造
5.7	納まり
	<p>5.7.6) パラペットとデッキ部コンクリートの定着等</p> <p>パラペットとデッキ部コンクリートの連続性（主筋定着等）について、連なる床版での立ち上がり部の地震時曲げ応力が処理ができるかの検討事例</p>
<p>【解説】</p> <p>(1) 背景</p> <p>デッキ部コンクリートからの立上り（パラペット、腰壁等）の配筋詳細や安全性が不明確な設計に対する指摘です。デッキ部コンクリート部分に腰壁、パラペット等設ける場合は、立上り壁から伝わる曲げモーメントを処理できる断面、納まりが必要です。</p> <div data-bbox="869 779 1396 1057" data-label="Diagram"> </div> <p>(2) 設計に対する考え方の事例</p> <p>壁脚の曲げモーメントにてスラブ配筋の検討を行います。併せて壁主筋をスラブへL2かつLx/4定着させた設計としています。</p> <div data-bbox="981 1355 1396 1635" data-label="Diagram"> </div> <p>【参考文献・資料】</p>	

「対応例」や「考え方の事例」は、ひとつの例を示すもので、他の設計を否定するものではありません。
また、建物の構造的性状によっては他の手法が望ましい場合もありますのでご注意ください。

5	鉄骨造
5.8	クレーン
	5.8.1) クレーン荷重の基本的事項 クレーンを設置する建物で、クレーン自体の荷重条件・走行時の付加荷重、建物全体を考えた場合のクレーンの影響・地震および風荷重時のクレーンの位置の明確な表示と設定の妥当性を確認する事例

【解説】

(1) 背景

- 1) 設計では、クレーン自体の荷重条件や移動範囲が明確でないことがあります。又、複数台ある場合はそれぞれの移動範囲、接近条件(同スパン内に位置することもあります)も必要となります。
- 2) 架構モデルへのクレーン荷重として
 - i) 走行時の荷重は、上記1) からなる、クレーン荷重の鉛直荷重・水平荷重・曲げモーメント(ブラケットなど)の架構モデルへ反映する必要があります。
 - ii) 水平荷重時(地震時・走行時を含む)には、応力的に最も不利な位置、建物全体の偏心(偏心率を含めて)が最も大きくなる位置が異なる場合があります。尚、クレーンの位置・高さで生じた地震力を他のフレームに伝達する場合、屋根ブレース等で部材耐力的には可能であっても、屋根ブレース構面の変形等があり屋根面剛床とみなす事が無理なことがあります。基本的にはクレーンによる水平荷重は近接フレームのみで負担することが望ましいケースが多くあります。
- 3) クレーン受梁の設計で、クレーン位置がスパンの中央のみの検討となっていることがあります。又、クレーンの走行方向と同時に直交方向に水平荷重が作用した場合の考慮がされていないことがあります。

(2) 設計に対する考え方の事例

- 1) クレーン荷重は原則として長期荷重とし、次のように設定する。
 - i) 鉛直荷重 $P_v = \text{吊荷時車輪圧} \times 1.2$ (クレーン走行速度が60m/min未満は1.1)
 - ii) 走行方向水平荷重 $P_L = \text{車輪圧} \times 0.15$
 - iii) クレーン受け梁に直交方向の水平力 $P_s = \text{車輪圧} \times 0.1$
 ※地震時は、空荷時車輪圧による。
- 2) 上記荷重を用いてクレーンブラケット・クレーン受梁を検討
 - i) それぞれ最大応力となるクレーン位置での検討とする。
 - ii) クレーン受梁は直交水平方向の荷重に対して、上フランジの断面性能で断面検討・たわみの検討を行う。ただし、上フランジのみで対処できない場合には、例えば 図-1のようなバックガーダーを設ける(必要に応じて、斜材・束材および図中(え)の位置に柱とクレーン受梁の上フランジを接続するプレートまたは部材を設る)。
 - iii) クレーン受け梁を支持するブラケット材のフランジ幅はルーズホールの可能な幅とする。

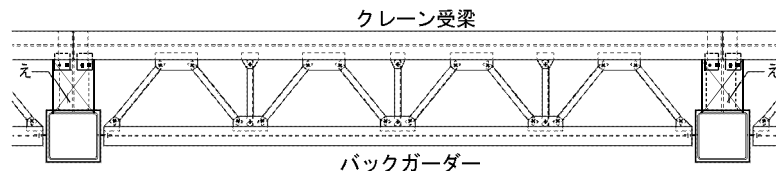


図-1 バックガーダーの構成

- iv) ブラケットからの応力(水平力・曲げモーメント)を付加して、張間方向架構の長期応力による検討を行う。
- 3) クレーンによる応力について図-3に示すように、桁方向は(あ)の近傍2~3スパン、張間方向は(い)の1架構又は屋根ブレース等による荷重伝達を期待し(う)の2~3列分架構にて水平力処理を行う。又、それぞれクレーン位置から負担架構への力の流れを明確にする。
- 4) 建物全体の偏心率について別途クレーン位置を設定して、最も不利な状態で検討する。
- 5) 以上のことを含めて、一貫計算への荷重入力を明確にする。

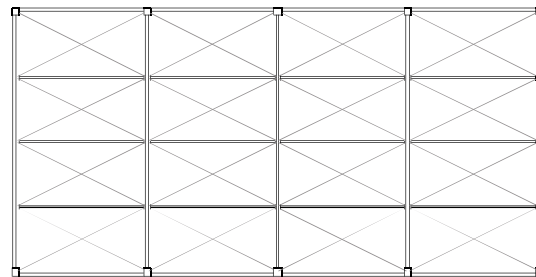


図-2 R階伏図

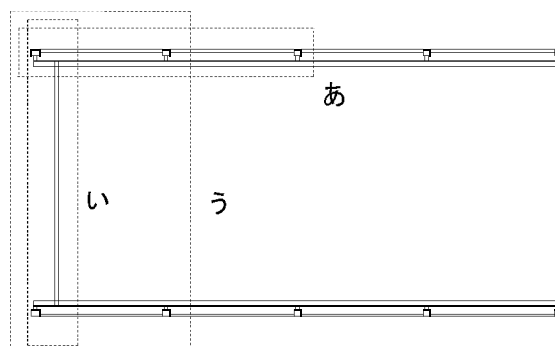


図-3 ガーダー階伏図

【参考文献・資料】

- ・「鋼構造設計規準—許容応力度設計法—」(日本建築学会)
- ・「天井クレーン支持架構の設計—実例とその解説—」(高橋慶夫:丸善株式会社)
- ・「建築基準法改正に基づく 構造設計Q & A集」No. 25 (社団法人日本建築士事務所協会連合会)
- ・「S 建築構造の設計」P164~ (社団法人日本建築構造技術者協会)

「対応例」や「考え方の事例」は、ひとつの例を示すもので、他の設計を否定するものではありません。
また、建物の構造的性状によっては他の手法が望ましい場合もありますのでご注意ください。

5	鉄骨造
5.8	クレーン
	<p>5.8.2) クレーンのあるブレース架構</p> <p>桁方向の軸ブレースをクレーンレベルに関係なくFLと屋根面を結ぶように配置されている場合、H鋼柱ではクレーン走行時・地震時に水平力が柱弱軸の中間荷重として作用し、曲げ応力が発生する事の事例</p>

【解説】

(1) 背景

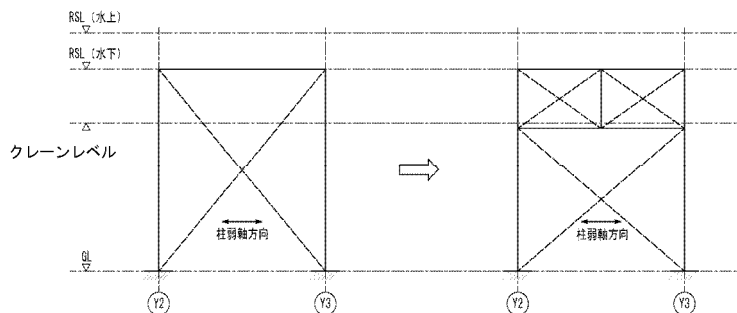
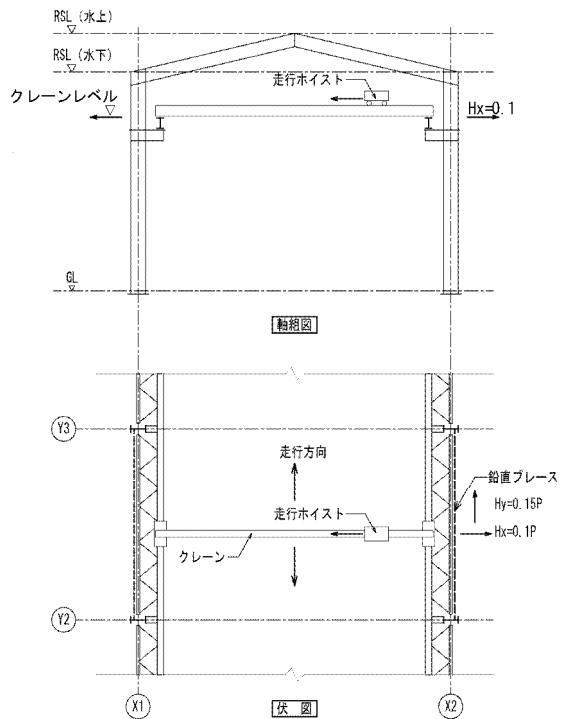
クレーンがある建物の設計でクレーンガーダーには鉛直方向荷重P、制動輪による走行方向制動力(PL=図中Hy)、走行方向に直角に作用する水平力(Ps=図中Hx)が作用します。

クレーンレベルまたはブラケット天端レベルで軸ブレースが分割されていない場合には柱の桁行き方向に中間荷重として加わります。特にH形鋼柱を使用しされている場合は弱軸曲げとなり問題となることがあります。

(ブラケット材は出寸法が小さい場合、曲げ応力も小さいものとはなりますが、クレーンガーダーと同一ないし1サイズDN程度の部材を採用することが望ましいと思われます。)

(2) 設計に対する考え方の事例

クレーンレベルのバックガーダーを、桁方向壁ブレースの水平材兼用として、上下2段の鋼面とします。



【参考文献・資料】

・天井クレーン支持架構の設計 ー事例とその解説ー, 昭和54年7月, 高橋慶夫・石田満斎, p30~