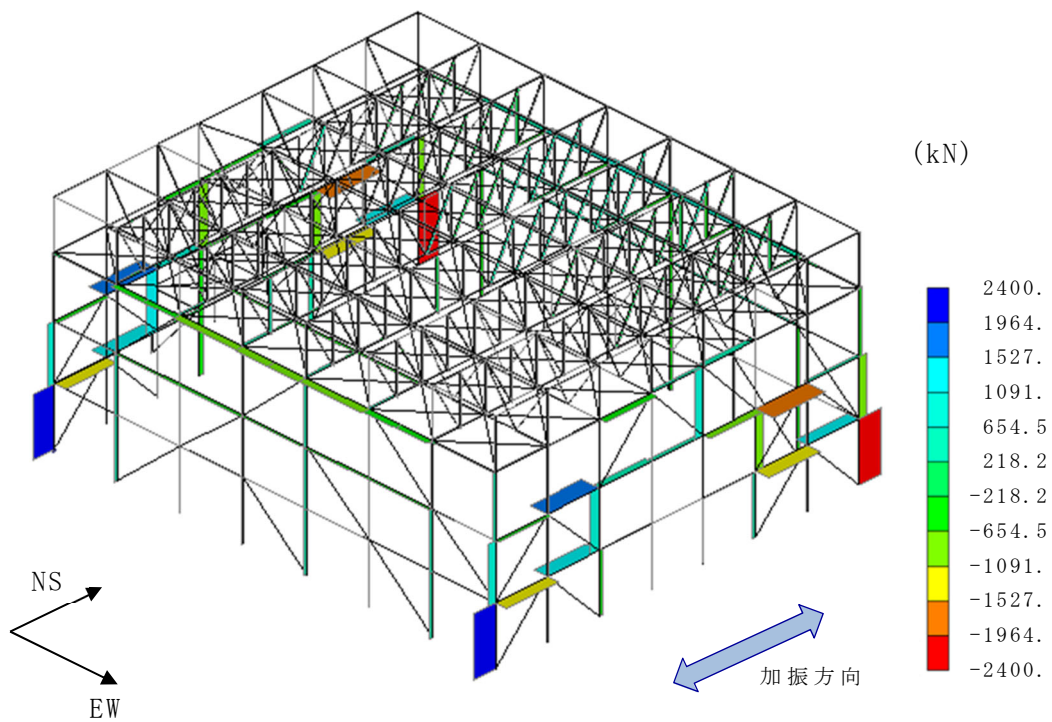


(質点系モデル評価)



(3次元フレームモデル評価)

第 5.2-2 図 軸力分布図(柱及び梁)の比較

(3) 部材評価

座屈拘束ブレースによる応力の再配分が質点系モデル評価で適切にモデル化されていることを確認するため、座屈拘束ブレースの配置上大きな荷重が作用する柱^{※1}とその柱に接続する梁^{※2}を代表として、部材評価結果を比較する。柱と梁の部材評価結果の比較を第 5.2-1 表に示す。柱と梁の検定比を比較した結果、部材評価結果は概ね同等であることを確認した。

なお、代表として選定した柱は、全ての部材で最も地震荷重が厳しい部材である。

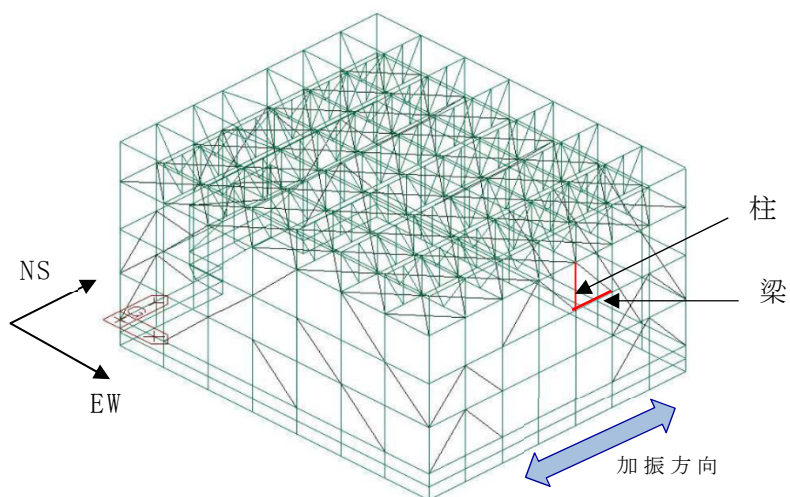
- ※1:座屈拘束ブレースの断面積が相対的に小さな3層は、ブレースの層せん断力の負担が小さく、柱の層せん断力の負担が大きいため、柱に作用する曲げモーメントが大きい。また、座屈拘束ブレースが連続配置となっていない箇所では、座屈拘束ブレースに作用した荷重が柱を介して伝達するため、柱に大きな荷重が作用する。この2つの条件が重畳した3層の柱を対象とする。
- ※2:※1で対象とした柱では、3層柱と2層柱に作用する曲げモーメント及び軸力の差が大きいため、荷重の違いが顕著な節点を共有する梁を対象とする。

第 5.2-1 表 部材評価結果の比較(柱及び梁)*

柱	3次元フレーム モデル評価	質点系 モデル評価
モーメント (応力)	1371 kN・m (200 MPa)	1323 kN・m (193 MPa)
軸力 (応力)	1077 kN (23 MPa)	1027 kN (22 MPa)
検定比 (組合せ)	0.67	0.65

梁	3次元フレーム モデル評価	質点系 モデル評価
モーメント (応力)	1074 kN・m (193 MPa)	996 kN・m (179 MPa)
軸力 (応力)	694 kN (20 MPa)	704 kN (20 MPa)
検定比 (組合せ)	0.60	0.56

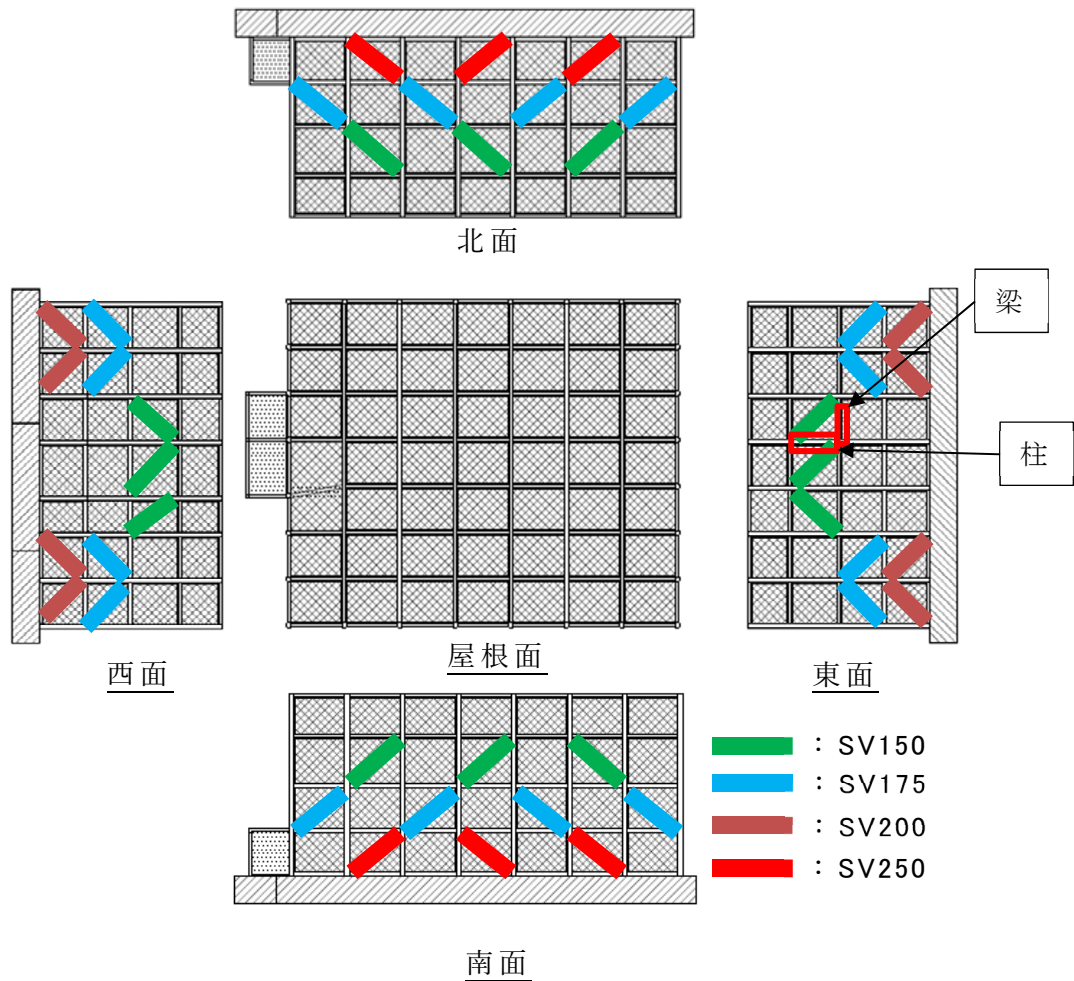
*:評価部位は下図参照



評価部位参照図(第 5.2-1 表)

5.3. 座屈拘束ブレース(部材荷重及び部材評価)

3次元フレームモデルにおいて、最大の荷重が発生した柱に接続している3層の座屈拘束ブレース(第5.3-1図参照)を対象として質点系モデルと比較する。質点系モデルにおける座屈拘束ブレースの部材荷重(軸力)及び軸ひずみは、1本あたりに換算して比較する。

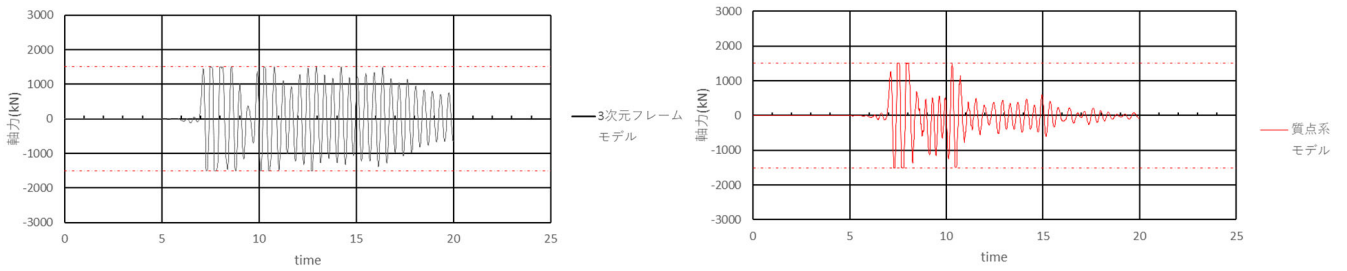


柱:座屈拘束ブレースの配置上、大きな荷重が作用する柱
 梁:上記柱に接続している梁

第 5.3-1 図 座屈拘束ブレースの影響を受ける周辺部材の評価対象

(1) 部材荷重(軸力)

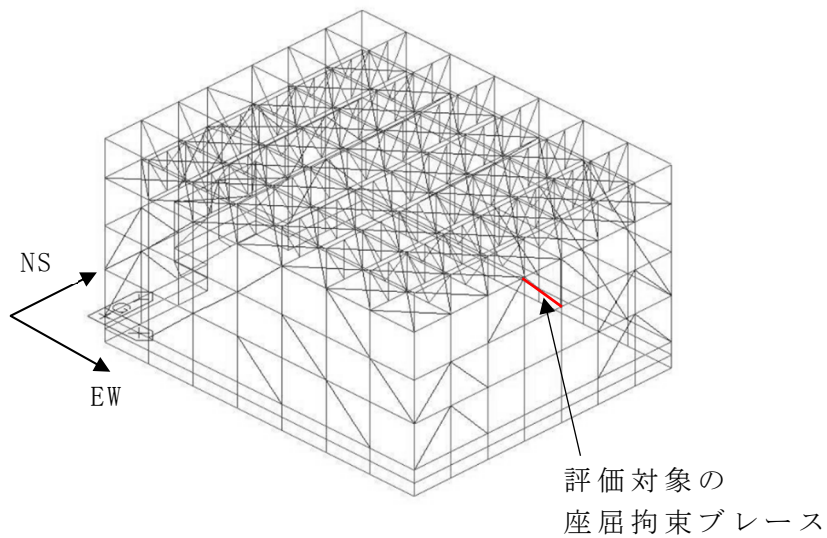
座屈拘束ブレースにおける部材荷重(軸力)の時刻歴波形の比較を第5.3-2図に示す。部材荷重(軸力)の時刻歴波形を比較した結果、同様の傾向となっていることを確認した。



(3次元フレームモデル)

(質点系モデル)

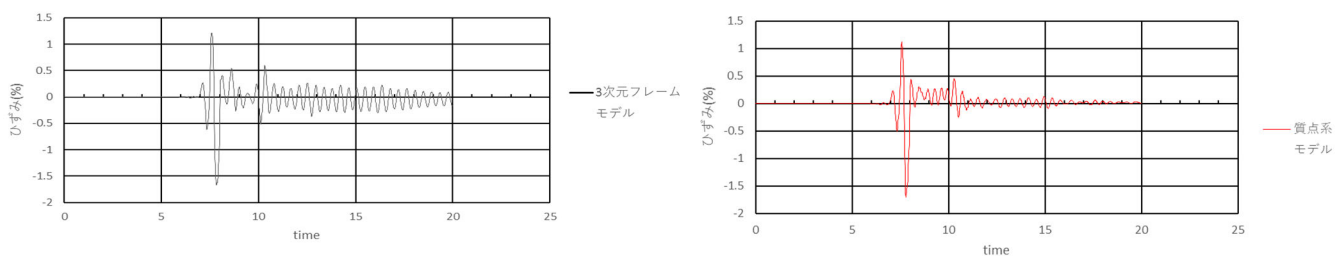
第5.3-2図 座屈拘束ブレースの時刻歴波形(軸力)の比較



評価部位参照図(第5.3-2図)

(2) 部材評価 (軸ひずみ)

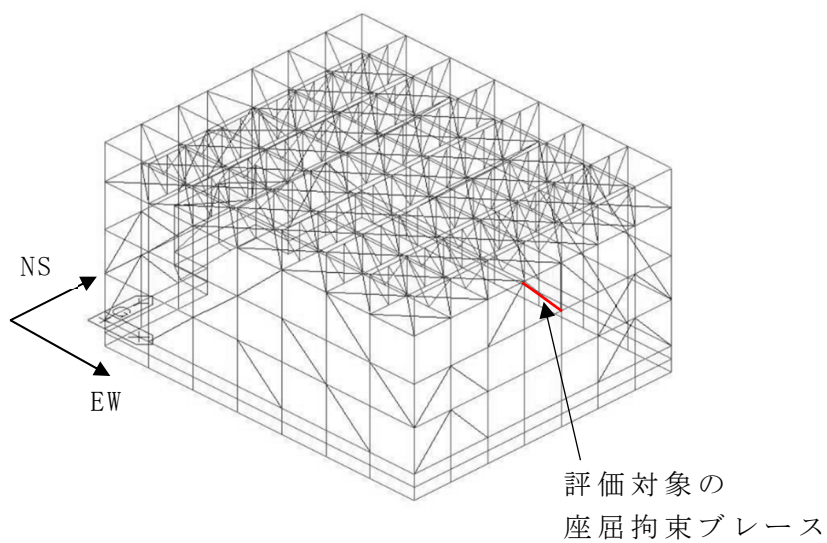
座屈拘束ブレースにおける軸ひずみの時刻歴波形の比較を第 5.3-3 図に示す。軸ひずみの時刻歴波形の比較の結果、部材荷重と同様に、同じ傾向となっていることを確認した。



(3次元フレームモデル)

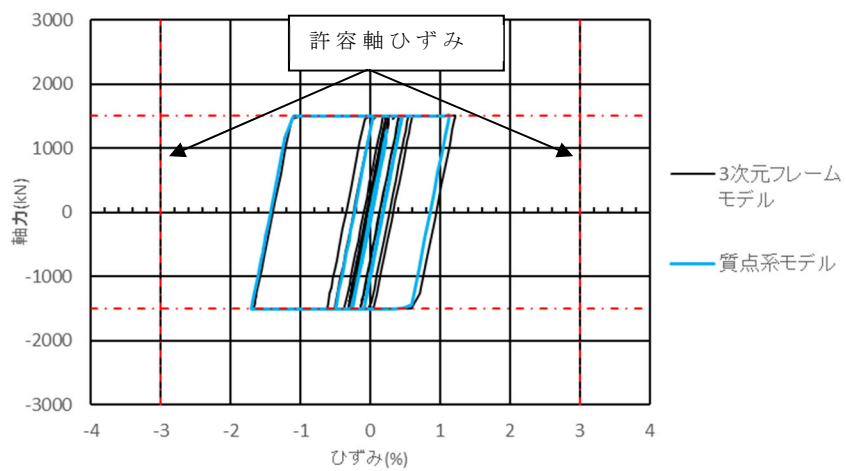
(質点系モデル)

第 5.3-3 図 座屈拘束ブレースの時刻歴波形 (軸ひずみ) の比較



評価部位参照図 (第 5.3-3 図)

座屈拘束ブレースにおける応力-変形履歴の比較を第 5.3-4 図に示す。どちらも引張方向の塑性変形から圧縮側の塑性変形を経て、軸ひずみが 0 付近に戻っていく傾向を示しており、同様の傾向となっている。軸ひずみの履歴ループの大きさは、座屈拘束ブレースが吸収した地震エネルギーの大きさを表しており、主要動における履歴ループの大きさ(吸収エネルギー)は同等であるため、支持架構の応答や荷重に大きな違いが生じていないことを確認した。



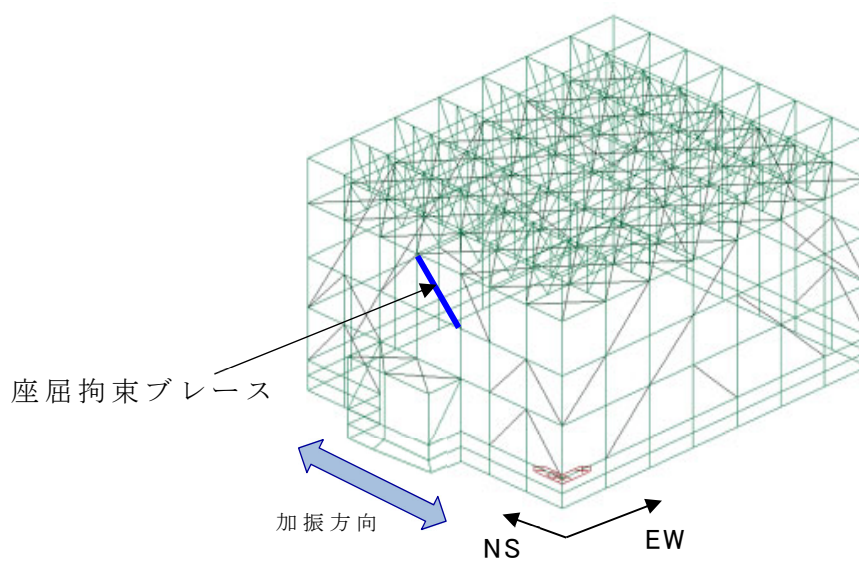
第 5.3-4 図 履歴ループの比較

最大軸ひずみの比較を第 5.3-1 表に示す。最大軸ひずみを比較した結果、概ね同等であることを確認した。

第 5.3-1 表 座屈拘束ブレースの最大軸ひずみ比較結果*

	3次元フレーム モデル	質点系 モデル	3次元フレーム /質点系
ひずみ	1.80%	1.70%	1.06

注記 * : 評価部位は評価部位参照図参照



評価部位参照図(第 5.3-1 表)

6. まとめ

3次元フレームモデルによる静的解析により，変形性状として，各層が一樣に変形していること，ねじれ変形がないことを確認した。また，3次元フレームモデルによる動的解析により，振動性状として，1次モードが支配的であること，各層が一体として挙動していることを確認した。さらに，3次元フレームモデルと質点系モデルを比較し，1次モードの固有振動数が概ね同等であること，3次元フレームモデルと質点系モデルによる部材荷重及び評価結果を比較し，概ね同等であることを確認した。

以上より，地震応答解析モデルにおいて，支持架構を質点系でモデル化することの妥当性について3次元フレームモデルを用いた検討により確認した。

別添3

座屈拘束ブレースの耐震評価について

目 次

1. 概要	1
2. 設計の考え方	1
2.1 座屈拘束ブレースの概要	1
2.2 配置及び仕様	3
3. 評価部位の選定	4
4. まとめ	6

参考資料 1 座屈拘束ブレースの評定書及び技術的確認項目

参考資料 2 地震発生後の維持管理について

参考資料 3 座屈拘束ブレースの図面集

1. 概要

本資料は、以下に示す資料における座屈拘束ブレースについて補足説明するものである。

「資料2 飛来物防護ネット(再処理設備本体用 安全冷却水系冷却塔 B)の耐震性についての計算書」

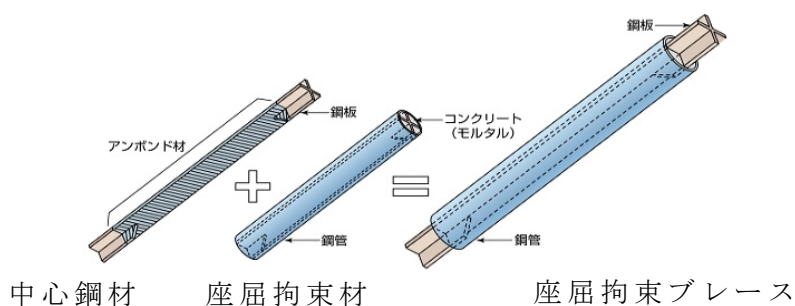
2. 設計の考え方

2.1 座屈拘束ブレースの概要

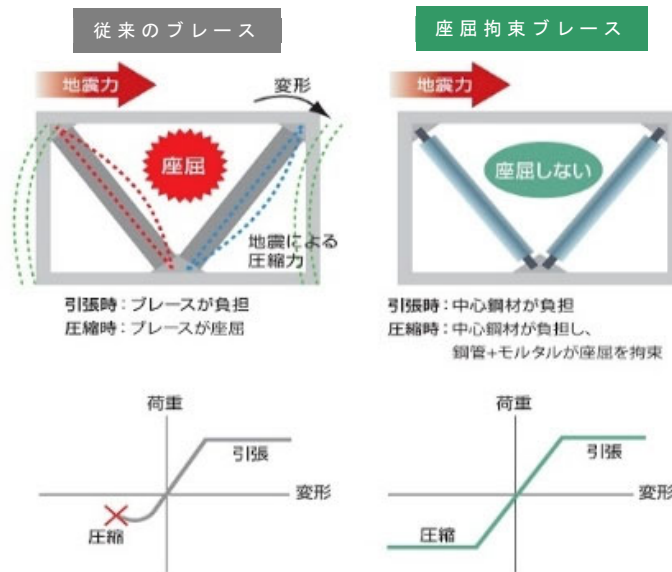
座屈拘束ブレースは、ブレースとして働く中心鋼材を座屈拘束材(鋼管とモルタル)で拘束し、圧縮でも座屈させずに、引張と同様に、安定的に塑性化するようにしたブレースである。座屈拘束ブレースは座屈拘束材に軸力が加わらないよう、中心鋼材とモルタルの間に特殊な緩衝材(アンボンド材)を用いている。この組合せにより、引張・圧縮ともに同性状の安定した復元力特性を持つ制振ダンパ・耐震部材として使用可能である。

座屈拘束ブレースが安定的に塑性化することにより、地震によるエネルギーを消散させ支持架構に大きな減衰を付加することで、地震応答を低減させる(転倒モーメントを低減させる)ことが可能となる。

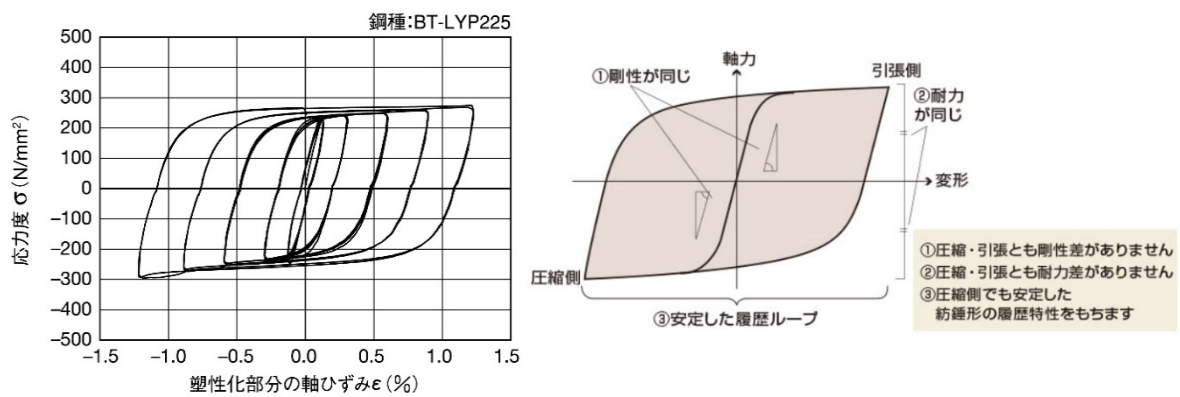
座屈拘束ブレースの構成を第2.1-1図に、従来ブレースと座屈拘束ブレースの比較イメージを第2.1-2図に、履歴特性を第2.1-3図に示す。



第2.1-1図 座屈拘束ブレースの構成



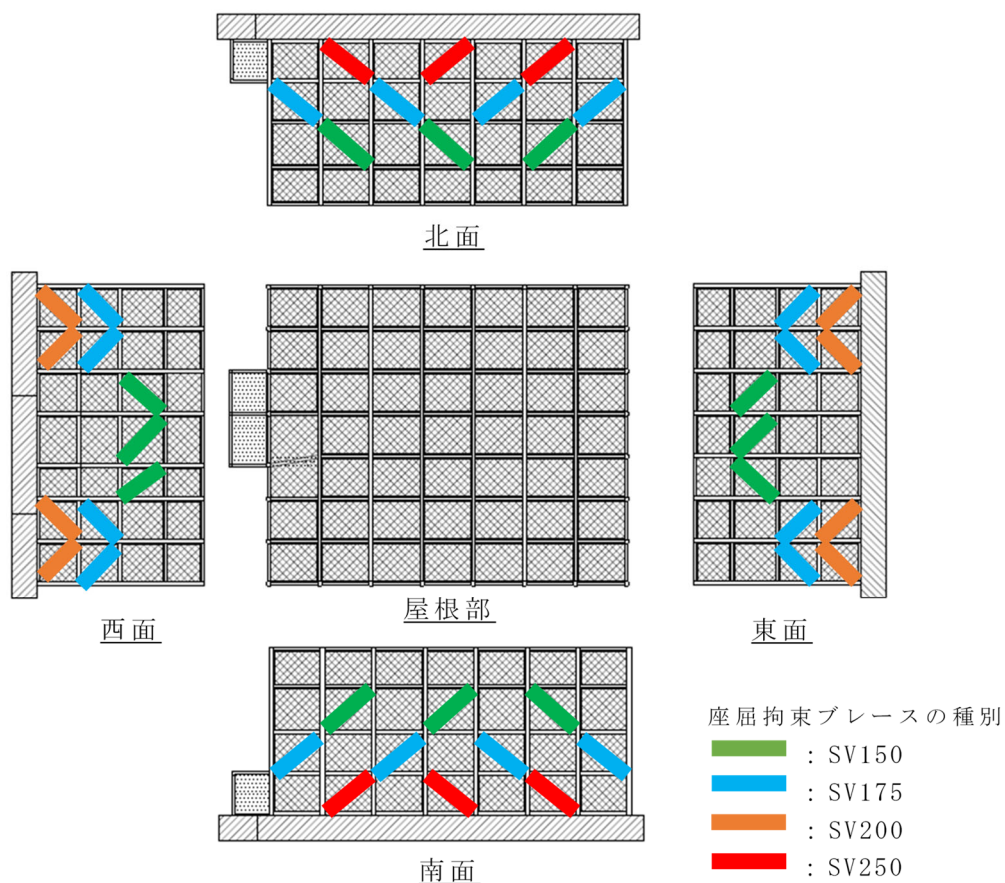
第 2.1-2 図 従来ブレースと座屈拘束ブレースの比較イメージ



第 2.1-3 図 履歴特性

2.2 配置及び仕様

座屈拘束ブレースは自重及び風荷重に対しては弾性範囲内の応答であるが、大きな地震荷重が作用した際には塑性変形を許容する設計である。座屈拘束ブレースの設置状況及び仕様を第2.2-1図及び第2.2-1表に示す。



第2.2-1図 座屈拘束ブレースの設置状況

第2.2-1表 座屈拘束ブレースの仕様

種別	中心鋼材 材質：BT-LYP225	座屈拘束鋼管 材質：STK400	モルタル 圧縮強度
SV150	PL-32×208	φ -300.0×7.5	21N/mm ²
SV175	PL-32×243	φ -318.5×6.9	21N/mm ²
SV200	PL-32×278	φ -355.6×6.4	21N/mm ²
SV250	PL-36×308	φ -355.6×7.9	21N/mm ²

3. 評価部位の選定

第 3-1 表に軸ひずみの評価結果を示す。検定比が最大となったケースと併せて、検定比が次に大きくなったケースを示す。検定比は、Ss-C1, $-\underline{1}\sigma$ 地盤、有効応力解析、NS 方向、要素 No.121 のケースで最大となっている。

第 3-2 表に疲労評価結果を示す。疲労係数総和が最大となったケースと併せて、疲労係数総和が次に大きくなったケースを示す。疲労係数総和は、Ss-A, $-\underline{1}\sigma$ 地盤、有効応答解析、NS 方向、要素 No.121 のケースで最大となっている。

第 3-1 表 軸ひずみの評価結果

(a) Ss-C1, $-\underline{1}\sigma$ 地盤、有効応力解析、NS 方向、要素 No.121

軸ひずみ (%)	許容限界 (%)	検定比	判定
1.70	3.0	0.57	OK

(b) Ss-A, $-\underline{1}\sigma$ 地盤、有効応力解析、NS 方向、要素 No.121

軸ひずみ (%)	許容限界 (%)	検定比	判定
1.42	3.0	0.48	OK

注：■ は、検定比が最大となるケースを示す。

第 3-2 表 疲労評価結果

(a) S_s-A, -1σ 地盤, 有効応答解析, NS 方向, 要素No.121

ひずみ振幅 (0.1%-0.3%)		ひずみ振幅 (0.3%-0.5%)		ひずみ振幅 (0.5%-1.0%)		ひずみ振幅 (1.0%-2.7%)		疲労係数 総和	許容限界	判定
許容繰返し回数N : 5537回		許容繰返し回数N : 1952回		許容繰返し回数N : 474回		許容繰返し回数N : 62回				
繰返し数 n	疲労係数 n/N	繰返し数 n	疲労係数 n/N	繰返し数 n	疲労係数 n/N	繰返し数 n	疲労係数 n/N			
105	0.0190	91	0.0466	98	0.2068	20	0.3226	0.5950	1	OK

(b) S_s-A, 基本ケース, 有効応答解析, NS 方向, 要素No.121

ひずみ振幅 (0.1%-0.3%)		ひずみ振幅 (0.3%-0.5%)		ひずみ振幅 (0.5%-1.0%)		ひずみ振幅 (1.0%-2.7%)		疲労係数 総和	許容限界	判定
許容繰返し回数N : 5537回		許容繰返し回数N : 1952回		許容繰返し回数N : 474回		許容繰返し回数N : 62回				
繰返し数 n	疲労係数 n/N	繰返し数 n	疲労係数 n/N	繰返し数 n	疲労係数 n/N	繰返し数 n	疲労係数 n/N			
97	0.0175	103	0.0528	91	0.1920	15	0.2419	0.5050	1	OK

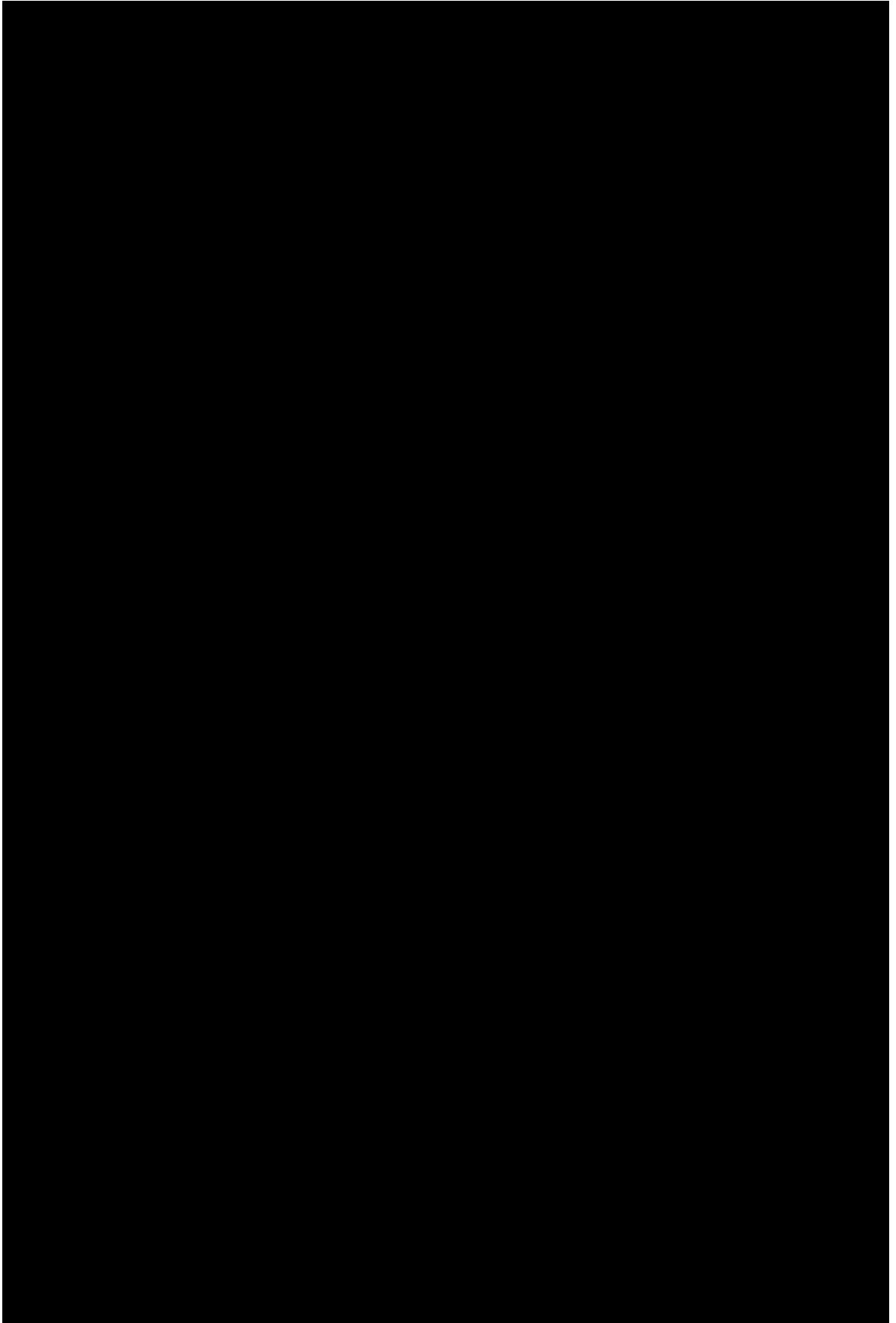
注: は, 疲労係数総和が最大となるケースを示す。

4. まとめ

座屈拘束ブレースについて、2章において設計の考え方について、3章において評価部位の選定について補足した。

参考資料 1

座屈拘束ブレースの
評定書及び技術的確認項目



技術的確認項目一覧表

大項目	小項目	評定書にて審査を受けた技術的な事項		今回の設計, 製作及び施工に適用した事項
		メーカー確認項目	第三者機関による確認項目	
性能データ	中心鋼材の強度データ	○ SSカーブ及びミルシートで確認	—	—
	中心鋼材の座屈を防止する構造の妥当性	○ 実大試験体の試験結果で確認	○ 実大試験体の試験結果で確認	—
	座屈拘束ブレースの弾塑性応答データ	○ 部材の応答(履歴特性)は代表実大試験体の載荷結果で確認	—	—
モデル強度評価方法及び	座屈拘束ブレースのモデル化方法	○ 試験と解析の比較で確認	○ 試験と解析の比較で確認	○ 評定に準拠
	座屈拘束ブレースの強度評価方法	○ 試験と解析の比較で確認	○ 試験と解析の比較で確認	○ 評定に準拠
要領	製作要領	○ 評定に定めた要領に従って製作した試験体の結果で確認	○	—
	品質管理要領	○ 評定に定めた要領に従って製作した試験体の結果で確認	○	—

凡例

○：確認する項目

—：確認しない項目

アンボンドブレースの疲労特性は、歪振幅、芯材板厚、形状、鋼種などをパラメータとした疲労試験結果のグラフを図1に、試験セットアップ例を写真1~2に示します。数々の実大実験で確認されています。試験パラメータ・結果を表1に示します。

表1 パラメータと試験結果

試験体名	芯材材質	形状	断面積	板厚	鋼種	鋼種記号	全高(鋼種)	鋼種記号	鋼種記号
文庫1)	405-200								
	405-150								
	405-040								
	100-150								
	100-040								
	100-016								
	100-016								
	235-150								
	235-016								
	235-150								
文庫2)	405-016								
	405-016								
	405-016								
	405-022								
	235-013								
	235-013								
	235-025								
文庫3)	405-225-150T1								
	405-225-150T1								
	405-225-150T1								
	405-225-150T1								
	405-225-150T2								
	405-225-150T2								
社内試験 (S44F00)	①								
	②								
	③								
	④								
	⑤								
	⑥								
	⑦								
	⑧								
大船カ ⁶⁾	①								
	②								

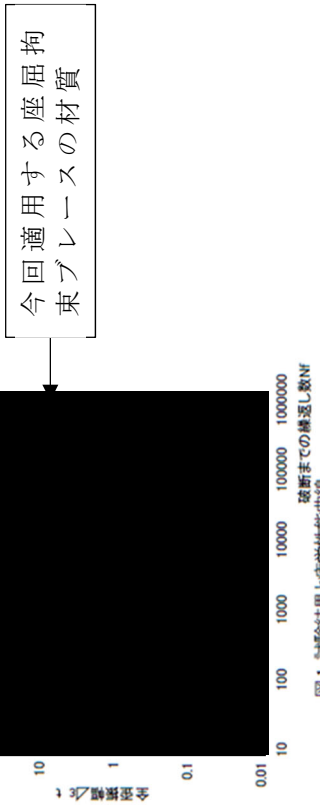


図1 試験結果と疲労性能曲線



アンボンドブレースの疲労特性は、歪振幅、鋼種、形状によらず、実験結果を回帰した下式で評価することができます。
疲労性能曲線¹⁾²⁾:
... (1)
... (2)

参考文献:
1) 前田他: 鋼製アンボンドブレースの疲労性能(その1)(その2), 日本建築学会大会学術発表論文集, 1999.9
2) 渡辺他: 鋼製L型アンボンドブレースの疲労性能試験, 鋼構造学会論文報告集, 第15巻, 2007.11
3) 伊手他: 非屈曲ブレースの低サイクル疲労試験, 日本建築学会大会学術発表論文集, 2010.9
4) 川村他: 鋼材の塑性歪形によるエネルギー消散, 免震工学, Vol.17(2012)No.9 (一社)日本建築学会, pp.4-16

参考資料 2

地震発生後の維持管理について

通常の維持管理は、塗装の剥がれや発錆等の経年劣化に対して、目視確認により実施していく方針である。

一方、地震発生後の維持管理は、支持架構の健全性確認の一環として、座屈拘束ブレースの重要な機能である塑性変形に伴う地震荷重の低減機能を担保する観点から、以下に示す状態確認を行う方針とする。

(1) 目視確認

座屈拘束ブレースは基準地震動 S_s が発生した場合でも、ブレース自体に発生するひずみは許容値に対して小さく、さらに、疲労評価結果からも基準地震動 S_s に対して十分な裕度を有していることを確認している。

従って、通常レベルの地震に対して座屈拘束ブレースの性能が発揮できないような事象が発生するとは考えにくい。念のため、一般的な梁、柱部と同様、地震によって局所的なひずみや変形が発生していないこと（ひずみや変形による局所的な塗装の剥がれがないこと）を目視にて確認することを基本とする。

(2) 解析による状態確認

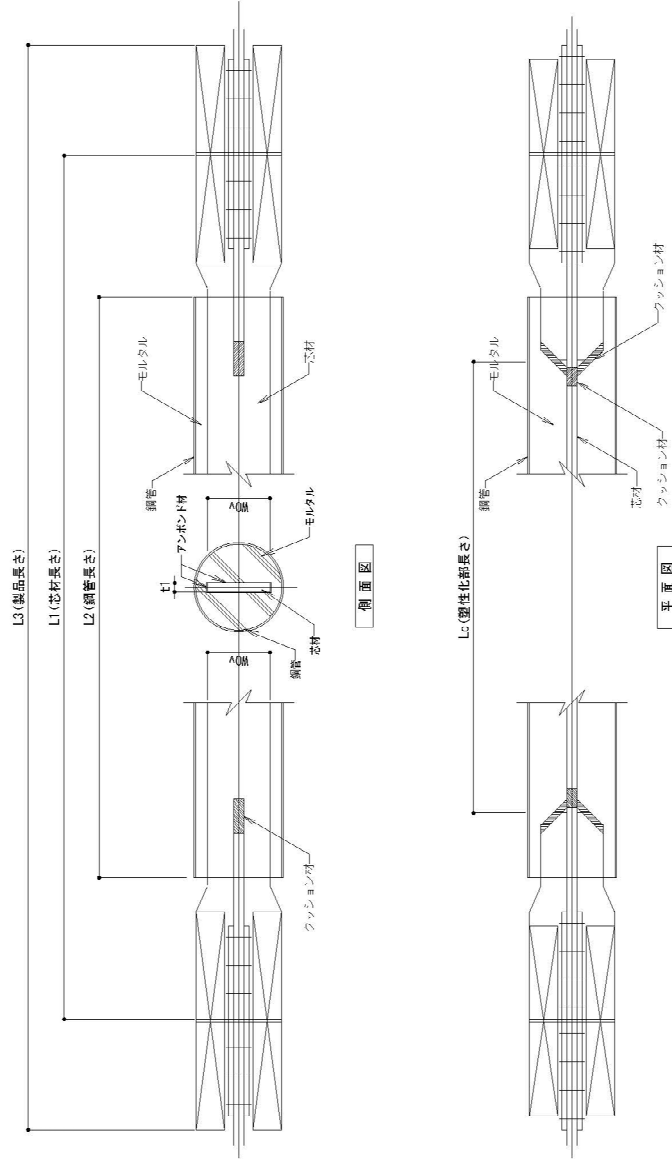
基準地震動 S_s と同レベルの地震が発生したことが、構内に設置される地震計により確認された場合は、上記の(1)目視確認に加え、計測された地震波を入力した地震応答解析により部材に発生したひずみや応力レベルを評価することで、座屈拘束ブレースの状態を確認することとする。

なお、万が一、解析により得られたひずみが許容値を超えている、又は、疲労評価結果により座屈拘束ブレースが破断する可能性が生じた場合は、原則として、新しい同一仕様の座屈拘束ブレースと交換することとする。

参考資料 3

座屈拘束ブレースの図面集

産研拘束ブレース 標準部材表



部材番号	部品番号	標準標準鋼管 (STK 400)	寸法			備考
			Ac (cm ²)	t1 (mm)	Wd (mm)	
SW150	UB225-150	φ-300.0x7.5	67	32	20E	Lc=0.25x... (材長) とすること。
SW175	UB225-175	φ-318.5x8.0	78	32	24E	
SW200	UB225-200	φ-355.6x8.4	89	32	27E	
SW250	UB225-250	φ-355.6x7.9	111	38	30E	

別添 4

支持架構の耐震評価について

目 次

1. 概要	1
2. 設計の考え方	2
2.1 耐震構造の検討	2
2.2 フレームの設計方針	5
2.3 相対変位に対する設計方針	5
3. 荷重の入力方法	6
3.1 地震荷重	8
3.2 地震荷重以外の荷重	12
3.2.1 固定荷重	12
3.2.2 積雪荷重	13
3.2.3 風荷重	14
4. 断面の評価部位の選定	15
5. まとめ	31

参考資料 1 部材を線形モデル化する妥当性について

参考資料 2 支持架構の図面集

1. 概要

本資料は、以下に示す資料における支持架構の耐震評価について補足説明するものである。

「資料2 飛来物防護ネット（再処理設備本体用 安全冷却水系冷却塔B）の耐震性についての計算書」

2. 設計の考え方

2.1 耐震構造の検討

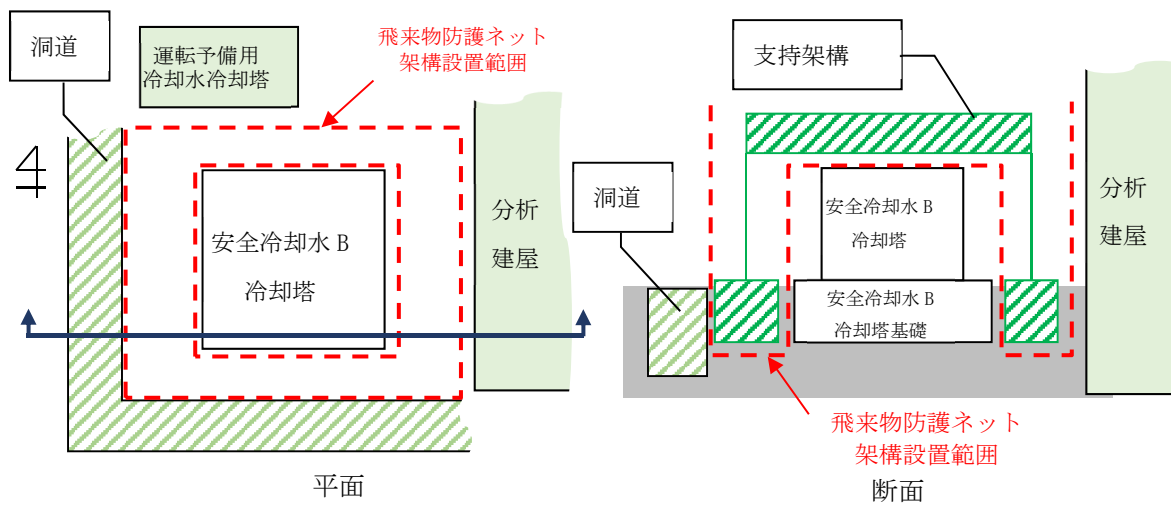
支持架構は、構造を検討するにあたり、第 2.1-1 図に示す冷却塔及び周辺構造物(洞道、分析建屋、運転予備用冷却水冷却塔)による飛来物防護ネット架構の配置制約のもと、弾性ブレースを組み込んだ暫定の支持架構構造で 3 次元フレームモデルを構築し、概略の地震応答を評価した結果、周辺構造物の配置制約により、基礎の大きさが制限されることから、支持架構に作用する転倒モーメントが支持架構基礎の浮上り限界モーメントを超えることが確認された。

支持架構は、転倒モーメントに対する基礎の安定性を確保する必要があることから、地震荷重による転倒モーメントの低減対策として座屈拘束ブレースを採用している。

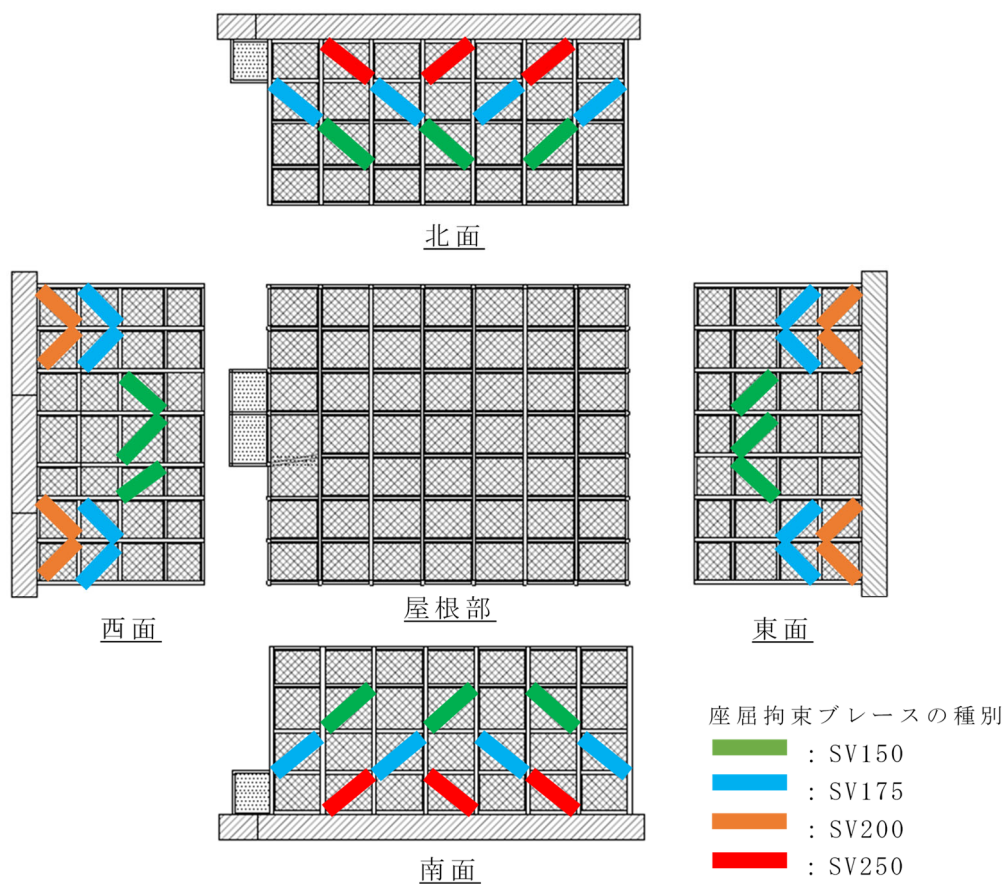
座屈拘束ブレースが安定的に塑性化することにより、地震によるエネルギーを消散させ支持架構に大きな減衰を付加することで、地震応答を下げる(転倒モーメントを低減させる)ことが可能となる。

以下に示す方針に基づき座屈拘束ブレースを配置し、転倒モーメントが約 4 割低減できたことを確認している。座屈拘束ブレースの配置を第 2.1-2 図に、座屈拘束ブレースの仕様を第 2.1-1 表に示す。

- (1) 地震水平荷重による転倒モーメントが支持架構基礎の浮上り限界モーメント以下となるよう、座屈拘束ブレースのサイズ及び本数を選定する。
- (2) 下層のせん断力が大きい場合、部材断面が大きな座屈拘束ブレースを下層に配置する。
- (3) 飛来物防護ネット架構の主設備である防護ネットを取付けしやすいように、同一層及び上下層において座屈拘束ブレースが隣り合わないよう設置することを優先する。ただし、以下(4)～(6)の方針のため、隣り合わないよう設置することが困難な東西面については防護ネット配置より耐震上の座屈拘束ブレースの配置を優先する。
- (4) 柱、梁及び座屈拘束ブレース交点での荷重が相殺されるよう山形配置又は、座屈拘束ブレースの負担荷重が直接伝達できるよう上下層で長さ方向に連続する配置を基本とする。
- (5) 西側の開口を避けた配置とし、開口の両側に同数配置とする。
- (6) ねじれが生じないように南北面及び東西面で各々同数配置とする。



第 2.1-1 図 飛来物防護ネット架構の配置制約



第 2.1-2 図 座屈拘束ブレースの配置

第 2.1-1 表 座屈拘束ブレースの仕様

種別	中心鋼材 材質：BT-LYP225	座屈拘束鋼管 材質：STK400	モルタル 圧縮強度
SV150	PL-32×208	φ-300.0×7.5	21N/mm ²
SV175	PL-32×243	φ-318.5×6.9	21N/mm ²
SV200	PL-32×278	φ-355.6×6.4	21N/mm ²
SV250	PL-36×308	φ-355.6×7.9	21N/mm ²

2.2 フレームの設計方針

フレームの設計方針について、以下に示す。

- (1) フレームの設計は、座屈拘束ブレースを除く、全ての部材(柱, 大はり, 小はり, トラス柱, 鉛直ブレース及び水平ブレース)を対象とする。
- (2) 全ての部材に対し、発生応力(軸力・曲げ・せん断力)が、終局強度以下であることを確認することで健全性を評価する。
- (3) 終局強度は、添付書類「IV-2-1-4-1 波及的影響を及ぼすおそれのある下位クラス施設の耐震評価方針」に基づき、基準強度を1.1倍した値とする。
終局強度以下であれば概ね弾性範囲と考えられる。
フレームの応力評価にあたり、線形部材(剛性=大)としてモデル化することで発生応力は大きくなり、保守的な評価となることから、フレームは弾性でモデル化する。
- (4) フレームの一部部材が弾性範囲を超過し非線形状態となっても、支持架構全体の荷重バランスに与える影響は軽微である。
そのため、フレームの応力評価においては非線形化による追加の影響検討は行わない。

2.3 相対変位に対する設計方針

相対変位に対する設計方針について、以下に示す。

- (1) フレームが含まれる支持架構の評価判定のひとつに「変形により冷却塔と接触しない」の項目があり、下式で算定する。

$$\text{飛来物防護ネット架構の最大変位} + \text{冷却塔の最大変位} < \text{冷却塔との離隔距離}$$

- (2) ここで、飛来物防護ネット架構及び冷却塔の変位は、同時性を無視し最大値で評価することにより保守性を有する。よって、フレームの一部部材が弾性範囲をわずかに超えて非線形状態となった場合の影響は軽微とし、保守性の中に包絡させるものとして対応する。
- (3) フレームの一部部材が弾性範囲を著しく超えた場合には、相対変位が大きくなる影響があることから、塑性変形による相対変位への影響を評価し、冷却塔に波及的影響を与えないことを確認する。

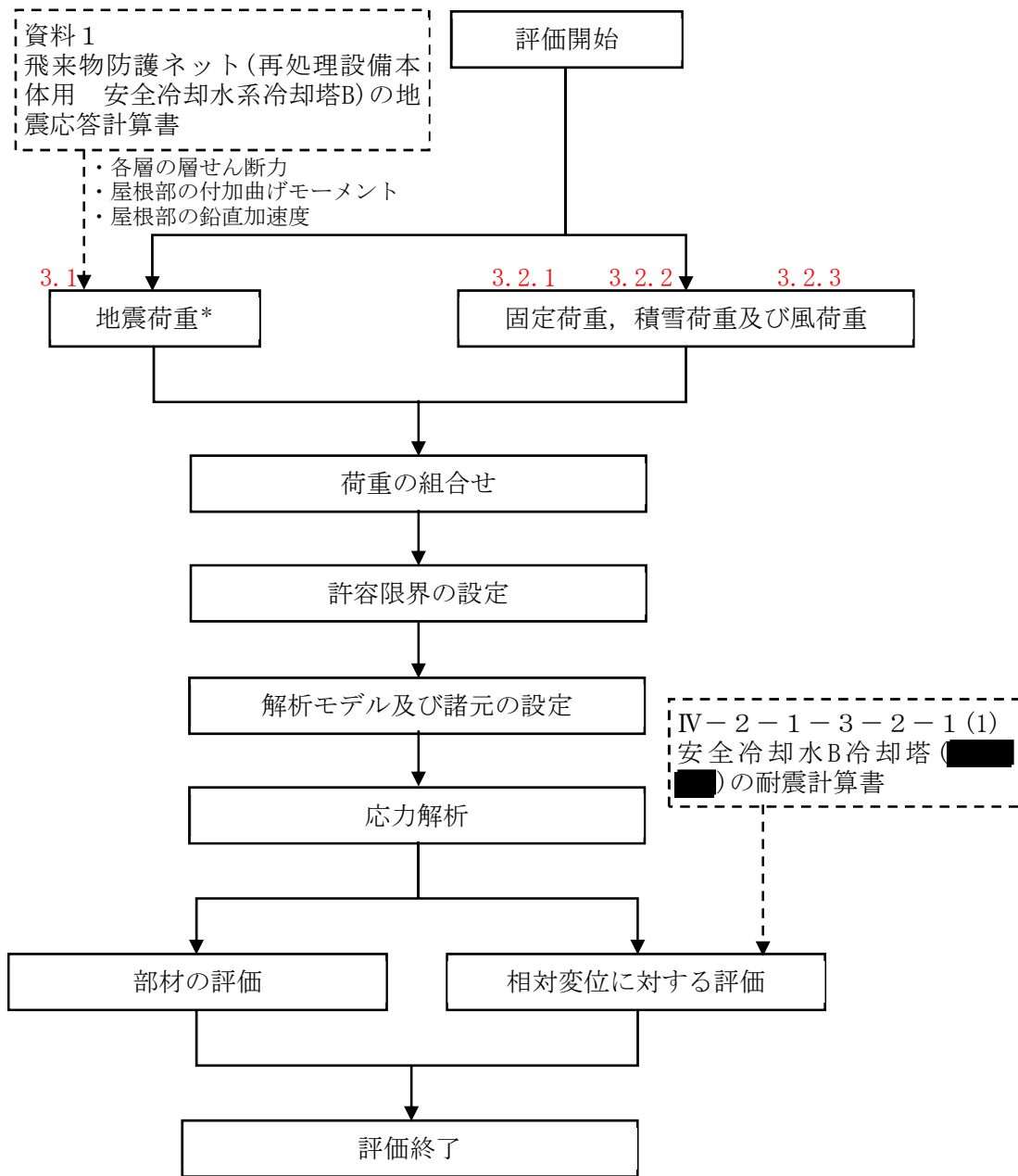
3. 荷重の入力方法

支持架構の耐震評価における荷重の入力方法を説明する。

支持架構の応力解析による評価フローを第 3-1 図に示す。

支持架構の評価は、3次元フレームモデルを用いた静的弾塑性応力解析により実施する。解析においては、地震荷重と地震荷重以外の荷重（固定荷重、積雪荷重及び風荷重）を組み合わせる。

3次元フレームモデルに入力する荷重として、地震荷重について 3.1、固定荷重について 3.2.1、積雪荷重について 3.2.2、風荷重について 3.2.3 で詳細を説明する。



注記 * : 地盤物性のばらつきを考慮する。

第 3-1 図 支持架構の応力解析による評価フロー

3.1 地震荷重

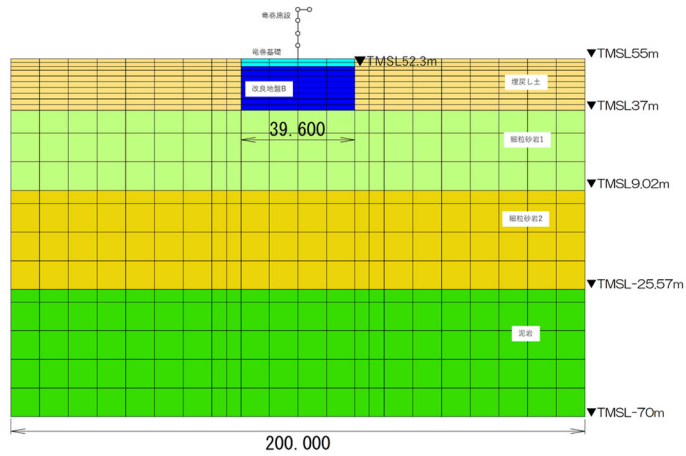
地震荷重については、地震応答解析の質点系モデル部の応答値のうち、各層の層せん断力($Q_1 \sim Q_4$)、屋根部の付加曲げモーメント(M_3 及び M_4)及び鉛直加速度(Acc_1)より設定する。3次元フレームモデルに入力する地震応答解析の応答値を第3.1-1図に示す。

具体的には、水平地震力については、質点系モデルの各層の層せん断力($Q_1 \sim Q_4$)に基づく水平力を3次元フレームモデルに入力する。ここで、各層の層せん断力($Q_1 \sim Q_4$)は、フレーム部分と座屈拘束ブレース部分の同時刻の応答せん断力を足し合わせたものとする。水平力は、各節点の支配重量に応じて離散化し、各節点に点荷重として入力する。

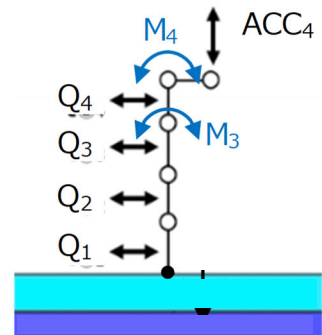
また、質点系モデルの上2層に生じる付加曲げモーメント(M_3 及び M_4)を3次元フレームモデルに入力する。付加曲げモーメントは、回転中心からの距離に応じて鉛直力に置換し、各節点の回転中心からの距離に応じて離散化し、3次元フレーム解析モデルの上2層の各節点に点荷重として入力する。付加曲げモーメントの鉛直力への置換方法を第3.1-2図に示す。

鉛直地震力については、質点系モデルの各質点の鉛直加速度のうち、鉛直動が卓越する屋根部の最大鉛直加速度から算出した鉛直震度に基づく鉛直力を保守的に屋根部以外の3次元フレームモデル全体に入力する。鉛直力は、3次元フレームモデルの各節点に、節点の支配重量に鉛直震度を乗じた点荷重として入力する。

3次元フレームモデルに入力する地震荷重の概念図を第3.1-3図に示す。また、3次元フレームモデルに入力する地震荷重の入力状態図を第3.1-4図～第3.1-6図に示す。

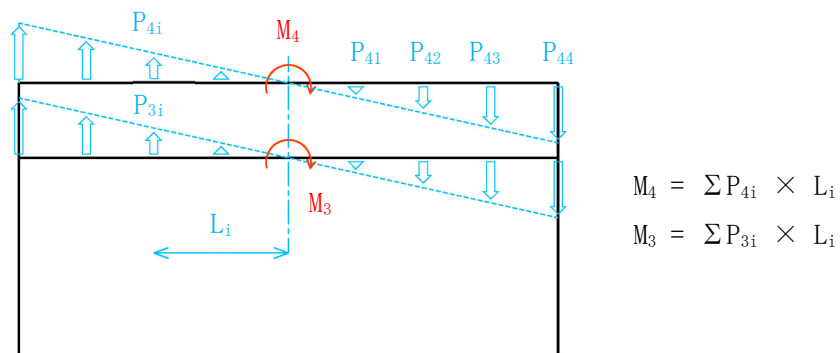


(a) 地震応答解析モデル



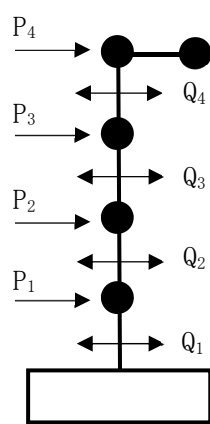
(b) 質点系モデル部拡大図

第 3.1-1 図 3次元フレームモデルに入力する地震応答解析の応答値



- M_3, M_4 : 付加曲げモーメント
- P_{3i}, P_{4i} : 鉛直力
- L_i : 回転中心から鉛直力までの距離

第 3.1-2 図 付加曲げモーメントの鉛直力への置換方法



■ 3次元フレームモデルに入力する水平力 P_i の算出

$$P_4 = Q_4$$

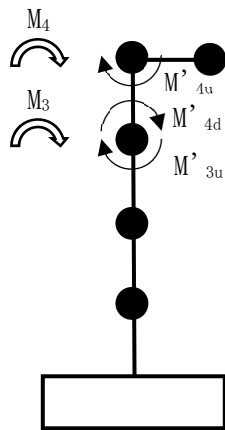
$$P_3 = Q_3 - Q_4$$

$$P_2 = Q_2 - Q_3$$

$$P_1 = Q_1 - Q_2$$

P_i : 3次元フレームモデルに入力する水平力
 Q_i : 地震応答解析による最大層せん断力

(a) 水平地震力



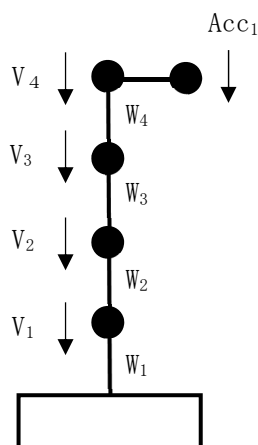
■ 3次元フレームモデルに入力する付加曲げモーメント M の算出

$$M_4 = M'_{4u}$$

$$M_3 = M'_{4d} - M'_{3u}$$

M_i : 3次元フレームモデルに入力する付加曲げモーメント
 M'_{iu} : 地震応答解析による上端の最大曲げモーメント
 M'_{id} : 地震応答解析による下端の最大曲げモーメント

(b) 付加曲げモーメント



■ 3次元フレームモデルに入力する鉛直力 V の算出

$$V_4 = W_4 \times Acc_1 \div g$$

$$V_3 = W_3 \times Acc_1 \div g$$

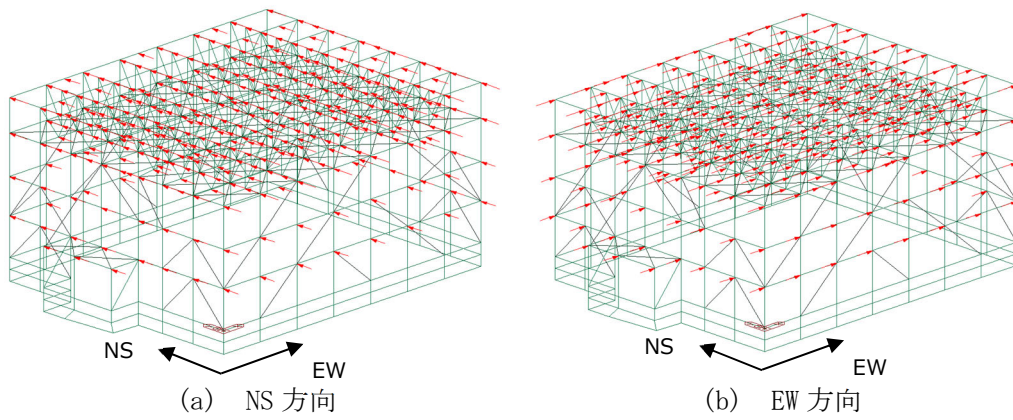
$$V_2 = W_2 \times Acc_1 \div g$$

$$V_1 = W_1 \times Acc_1 \div g$$

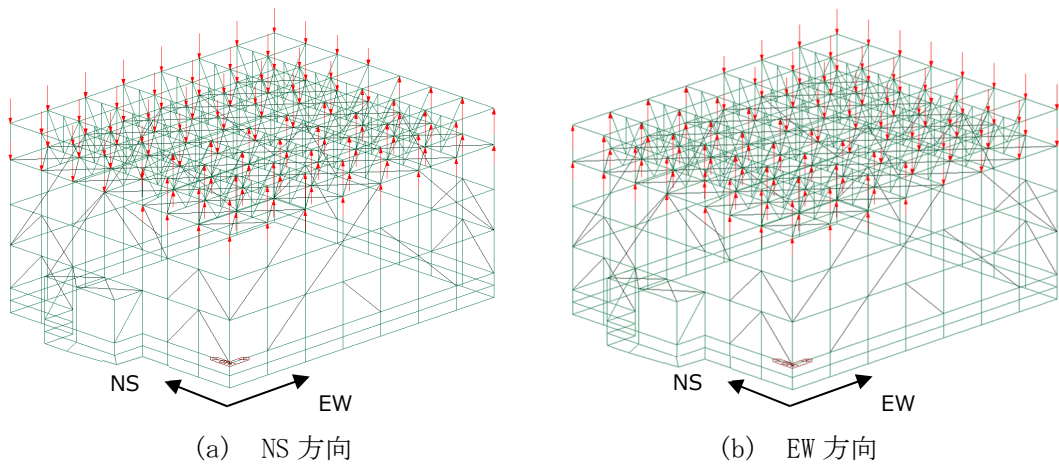
V_i : 3次元フレームモデルに入力する鉛直力
 W_i : 3次元フレームモデルの節点の支配重量
 Acc_1 : 地震応答解析による屋根部の最大鉛直加速度
 g : 重力加速度

(c) 鉛直地震力

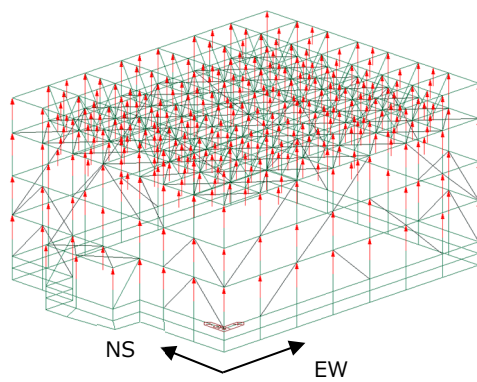
第 3.1-3 図 3次元フレームモデルに入力する地震荷重の概念図



第 3.1-4 図 水平力の入力状態図



第 3.1-5 図 付加曲げモーメントの荷重状態図



第 3.1-6 図 鉛直力の荷重状態図

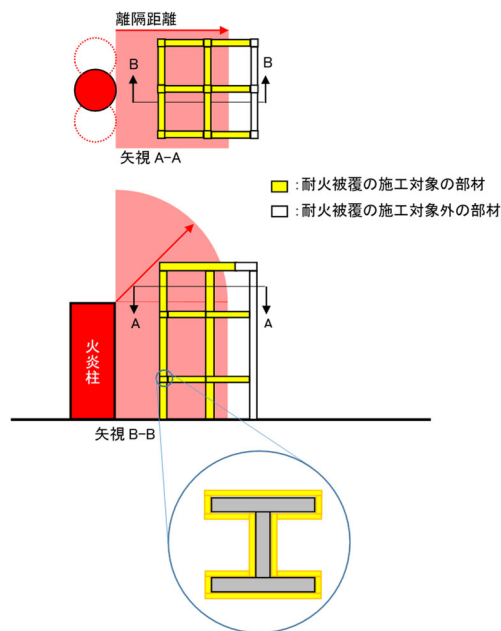
3.2 地震荷重以外の荷重

3.2.1 固定荷重

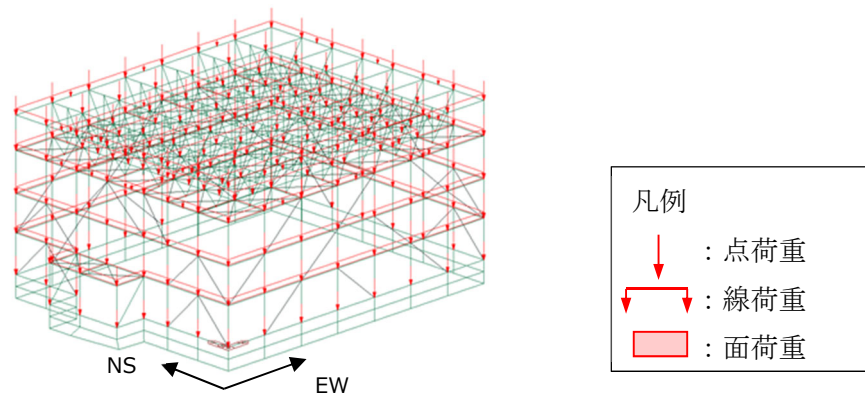
固定荷重は、持続的に生じる荷重である自重(支持架構(耐火被覆重量を含む)、防護ネット、防護板、取付金物等)とする。

耐火被覆の重量は第 3.2.1-1 図に示すように火炎柱からの離隔距離内の部材に対して施工し、6 kg/m² を考慮する。なお、耐火被覆の考え方については補足説明資料「外外火 04 航空機墜落による火災の防護設計について」による。

鉄骨の自重については、各要素に密度として入力する。その他の固定荷重については、各節点又は各要素に点荷重又は線荷重として入力する。固定荷重の入力状態図を第 3.2.1-2 図に示す。



第 3.2.1-1 図 耐火被覆の施工範囲の概要

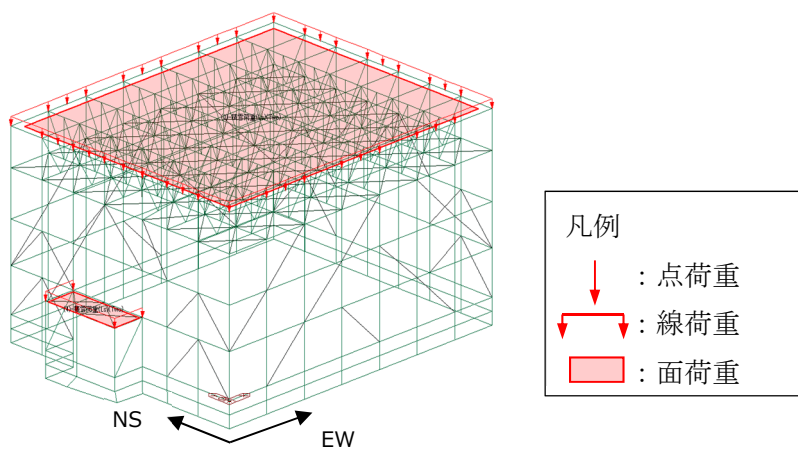


第 3.2.1-2 図 固定荷重の入力状態図

3.2.2 積雪荷重

積雪荷重は、「六ヶ所村統計書」における観測記録上の極値 190cm に、建築基準法施行令第八十六条に基づいた建築基準法の多雪区域における積雪の単位荷重と、地震荷重の組合せを適用して、平均的な積雪荷重を与えるための係数 0.35 を考慮した荷重とする。

積雪荷重は、水平面の各要素に線荷重及び面荷重として入力する。積雪荷重の入力状態図を第 3.2.2-1 図に示す。

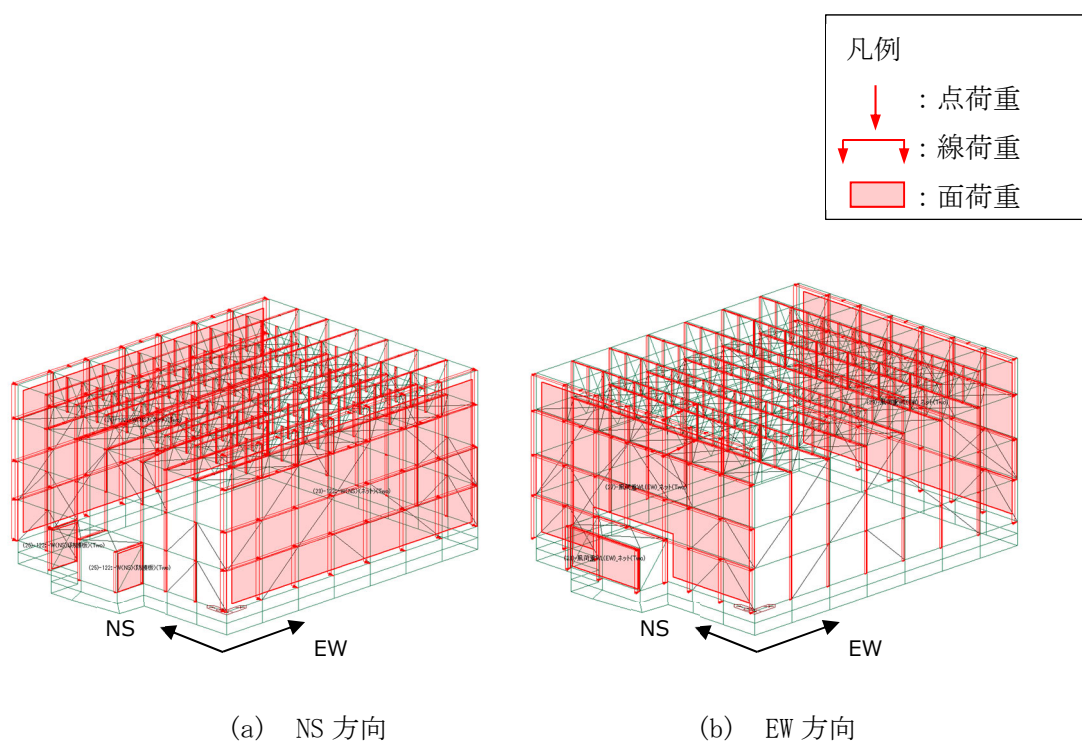


第 3.2.2-1 図 積雪荷重の入力状態図

3.2.3 風荷重

風荷重は、建築基準法施行令に基づく「平成 12 年建設省告示第 1454 号」に定められた、六ヶ所村の基準風速である 34m/s とする。支持架構の風荷重の算定における風力係数の選定及び受圧範囲については、補足説明資料「外竜巻 08 竜巻への配慮が必要な施設の強度計算書に関する風力係数について」と同様の考え方により設定する。また、防護ネット部分は充実率を考慮した風荷重とする。

風荷重は、鉛直面の各要素に分布荷重として入力する。風荷重の入力状態図を第 3.2.3-1 図に示す。



第 3.2.3-1 図 風荷重の入力状態図

4. 断面の評価部位の選定

荷重の組合せケースを第4-1表に示す。地震荷重は、Ss-C1による地震荷重，その他の地震による地震荷重(Ss-C1以外包絡)の2種類を設定する。

各評価項目の検定比一覧を第4-2表に，応力ごとの検定比が最大となる要素及び断面の評価結果を第4-1図～第4-6図に，断面の評価部位の選定に関する荷重組合せケースの応力コンターを第4-7図～第4-18図に示す。なお，応力コンターは要素座標系で示すため，要素座標系での応力の向きと記号を第4-19図に，3次元フレームモデルでの各部材の要素座標系を第4-20図に示す。

ここで，「別添1 地震応答解析モデルの妥当性・保守性について」を踏まえ，鉛直成分の影響を受けやすい屋根部の部材について，第4-2表より十分な余裕を持たせた設計となっていることを確認した。

第4-1表 荷重の組合せケース

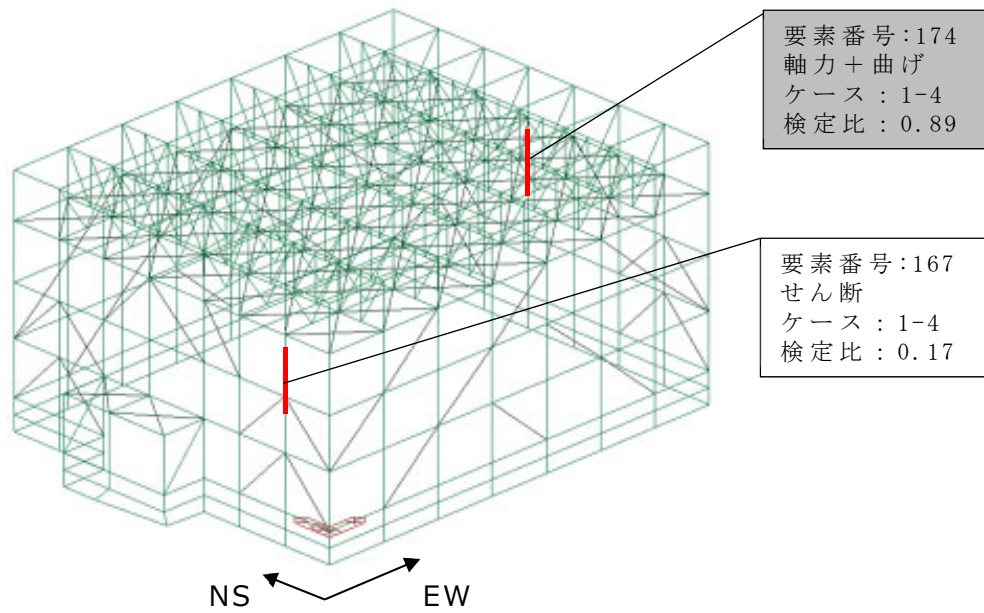
ケース	荷重組合せ	地震荷重
1-1	$D + 0.35L_s + 1.0 S_{NS} + 0.4 S_{UD} + W_{LNS}$	Ss-C1による 地震荷重
1-2	$D + 0.35L_s - 1.0 S_{NS} + 0.4 S_{UD} - W_{LNS}$	
1-3	$D + 0.35L_s + 1.0 S_{NS} - 0.4 S_{UD} + W_{LNS}$	
1-4	$D + 0.35L_s - 1.0 S_{NS} - 0.4 S_{UD} - W_{LNS}$	
1-5	$D + 0.35L_s + 0.4 S_{NS} + 1.0 S_{UD} + W_{LNS}$	
1-6	$D + 0.35L_s - 0.4 S_{NS} + 1.0 S_{UD} - W_{LNS}$	
1-7	$D + 0.35L_s + 0.4 S_{NS} - 1.0 S_{UD} + W_{LNS}$	
1-8	$D + 0.35L_s - 0.4 S_{NS} - 1.0 S_{UD} - W_{LNS}$	
1-9	$D + 0.35L_s + 1.0 S_{EW} + 0.4 S_{UD} + W_{LEW}$	
1-10	$D + 0.35L_s - 1.0 S_{EW} + 0.4 S_{UD} - W_{LEW}$	
1-11	$D + 0.35L_s + 1.0 S_{EW} - 0.4 S_{UD} + W_{LEW}$	
1-12	$D + 0.35L_s - 1.0 S_{EW} - 0.4 S_{UD} - W_{LEW}$	
1-13	$D + 0.35L_s + 0.4 S_{EW} + 1.0 S_{UD} + W_{LEW}$	
1-14	$D + 0.35L_s - 0.4 S_{EW} + 1.0 S_{UD} - W_{LEW}$	
1-15	$D + 0.35L_s + 0.4 S_{EW} - 1.0 S_{UD} + W_{LEW}$	
1-16	$D + 0.35L_s - 0.4 S_{EW} - 1.0 S_{UD} - W_{LEW}$	
2-1	$D + 0.35L_s + 1.0 S_{NS} + 0.4 S_{UD} + W_{LNS}$	その他の地震による 地震荷重 (Ss-C1以外 包絡)
2-2	$D + 0.35L_s - 1.0 S_{NS} + 0.4 S_{UD} - W_{LNS}$	
2-3	$D + 0.35L_s + 1.0 S_{NS} - 0.4 S_{UD} + W_{LNS}$	
2-4	$D + 0.35L_s - 1.0 S_{NS} - 0.4 S_{UD} - W_{LNS}$	
2-5	$D + 0.35L_s + 0.4 S_{NS} + 1.0 S_{UD} + W_{LNS}$	
2-6	$D + 0.35L_s - 0.4 S_{NS} + 1.0 S_{UD} - W_{LNS}$	
2-7	$D + 0.35L_s + 0.4 S_{NS} - 1.0 S_{UD} + W_{LNS}$	
2-8	$D + 0.35L_s - 0.4 S_{NS} - 1.0 S_{UD} - W_{LNS}$	
2-9	$D + 0.35L_s + 1.0 S_{EW} + 0.4 S_{UD} + W_{LEW}$	
2-10	$D + 0.35L_s - 1.0 S_{EW} + 0.4 S_{UD} - W_{LEW}$	
2-11	$D + 0.35L_s + 1.0 S_{EW} - 0.4 S_{UD} + W_{LEW}$	
2-12	$D + 0.35L_s - 1.0 S_{EW} - 0.4 S_{UD} - W_{LEW}$	
2-13	$D + 0.35L_s + 0.4 S_{EW} + 1.0 S_{UD} + W_{LEW}$	
2-14	$D + 0.35L_s - 0.4 S_{EW} + 1.0 S_{UD} - W_{LEW}$	
2-15	$D + 0.35L_s + 0.4 S_{EW} - 1.0 S_{UD} + W_{LEW}$	
2-16	$D + 0.35L_s - 0.4 S_{EW} - 1.0 S_{UD} - W_{LEW}$	

- D : 固定荷重
- L_s : 積雪荷重
- S_{NS} : NS方向の地震荷重(S→N方向を正とする。)
- S_{EW} : EW方向の地震荷重(W→E方向を正とする。)
- S_{UD} : 鉛直方向の地震荷重(上向きを正とする。)
- W_{LNS} : NS方向の風荷重(S→N方向を正とする。)
- W_{LEW} : EW方向の風荷重(W→E方向を正とする。)

第4-2表 各評価項目の検定比一覧

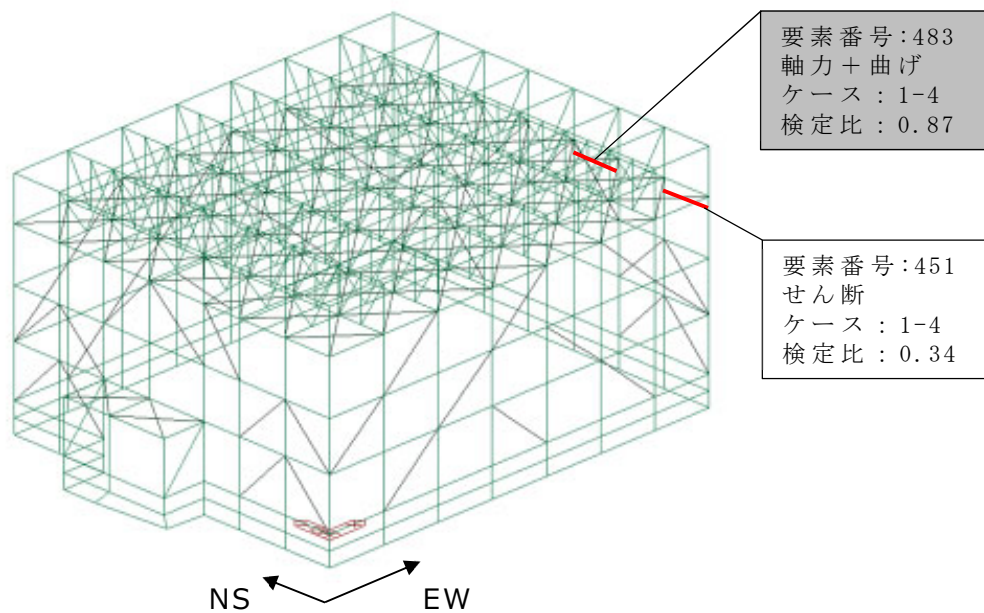
部材種別	要素番号	ケース	応力度	発生応力度 (N/mm ²)	許容限界 (N/mm ²)	検定比	判定
柱	167	1-4	せん断	34.0	206.0	0.17	OK
	174	1-4	軸力+曲げ	(検定比) 0.89	(許容値) 1.00	0.89	OK
大はり	451	1-4	せん断	70.1	206.0	0.34	OK
	483	1-4	軸力+曲げ	(検定比) 0.87	(許容値) 1.00	0.87	OK
小はり	1428	1-12	せん断	38.5	206.0	0.19	OK
	1414	1-12	軸力+曲げ	(検定比) 0.87	(許容値) 1.00	0.87	OK
トラス柱	766	2-7	せん断	13.5	206.0	0.07	OK
	701	1-12	軸力+曲げ	(検定比) 0.72	(許容値) 1.00	0.72	OK
鉛直 ブレース	2088	1-12	せん断	10.3	206.0	0.05	OK
	1941	2-12	軸力+曲げ	(検定比) 0.69	(許容値) 1.00	0.69	OK
水平 ブレース	1714	1-1	軸力+曲げ	(検定比) 0.30	(許容値) 1.00	0.30	OK

注：■は、部材種別ごとに検定比が最大となる要素を示す。



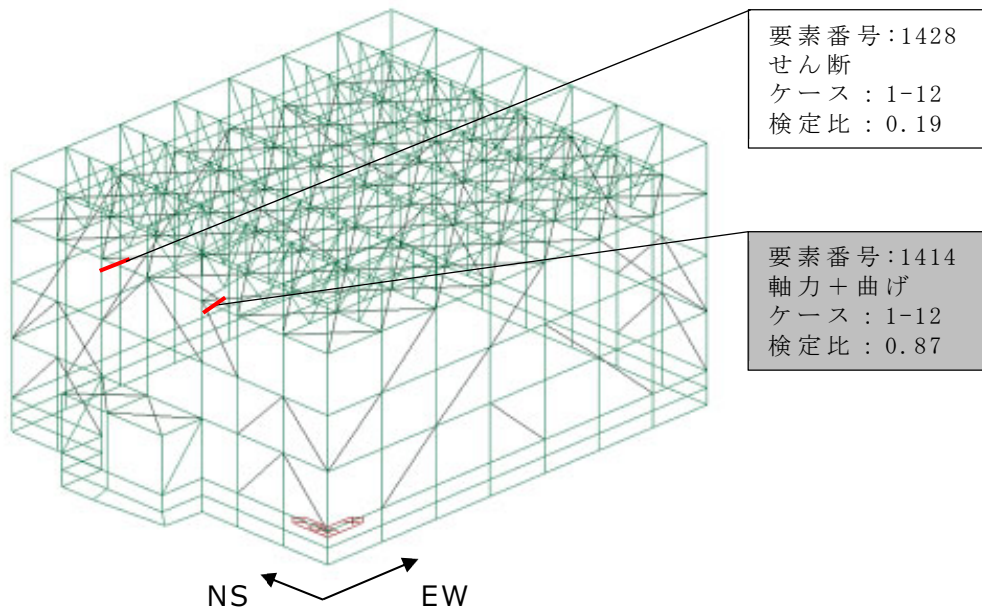
注：■は，検定比が最大となる要素を示す。

第4-1図 応力ごとの検定比が最大となる要素及び断面の評価結果
(柱)



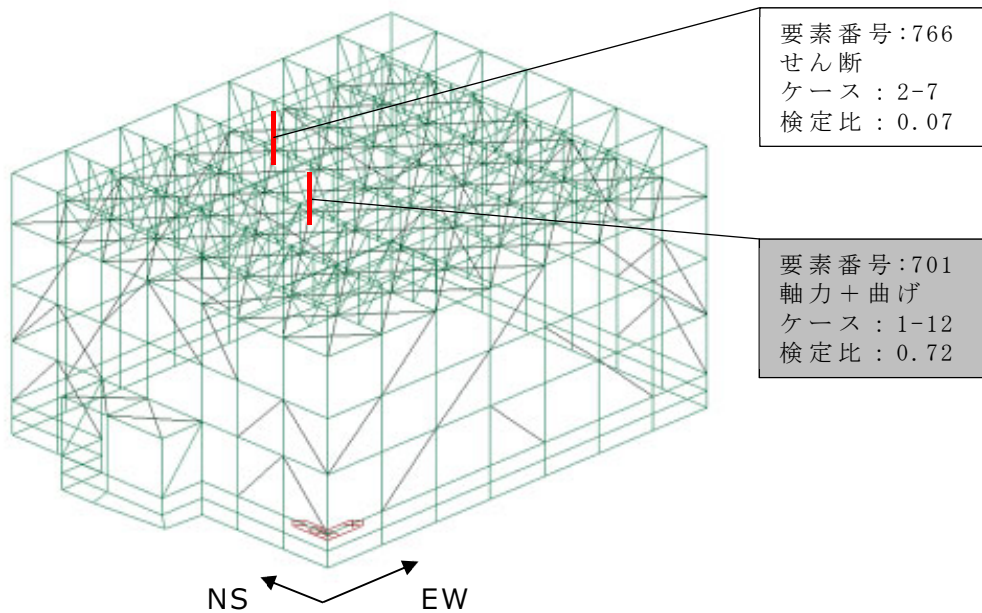
注：■は，検定比が最大となる要素を示す。

第4-2図 応力ごとの検定比が最大となる要素及び断面の評価結果
(大はり)



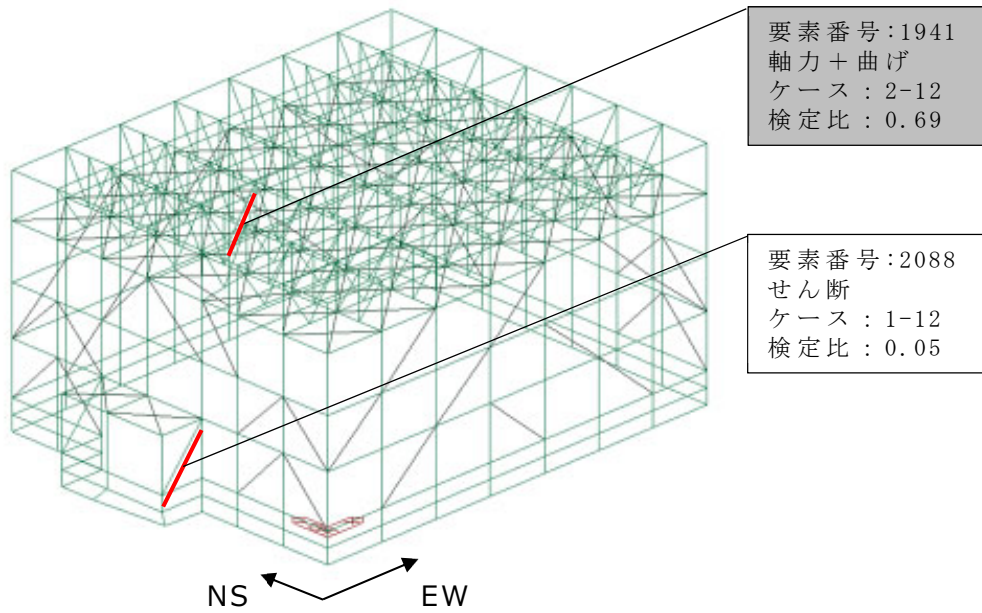
注：■は，検定比が最大となる要素を示す。

第4-3図 応力ごとの検定比が最大となる要素及び断面の評価結果
(小はり)

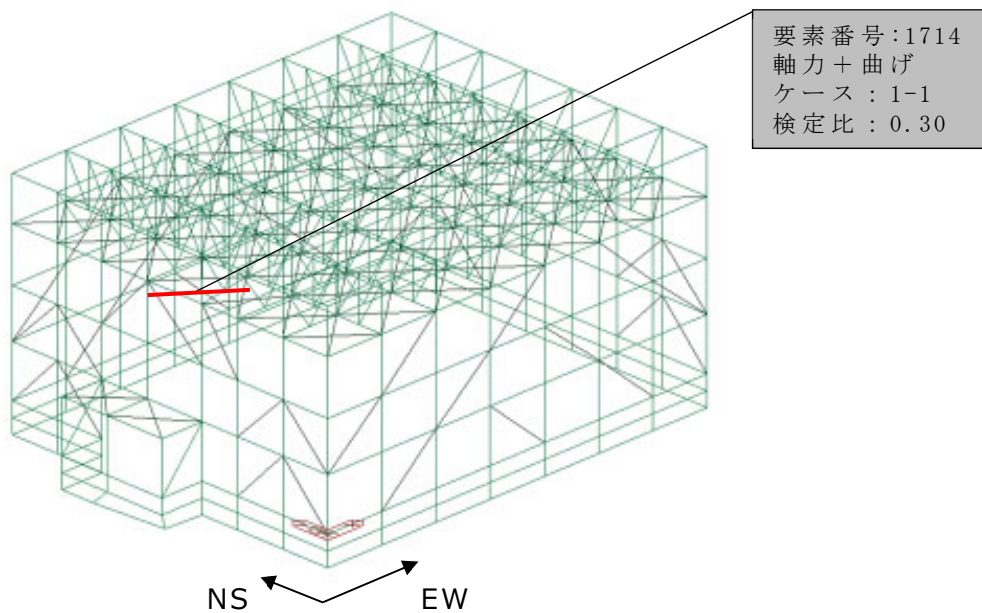


注：■は，検定比が最大となる要素を示す。

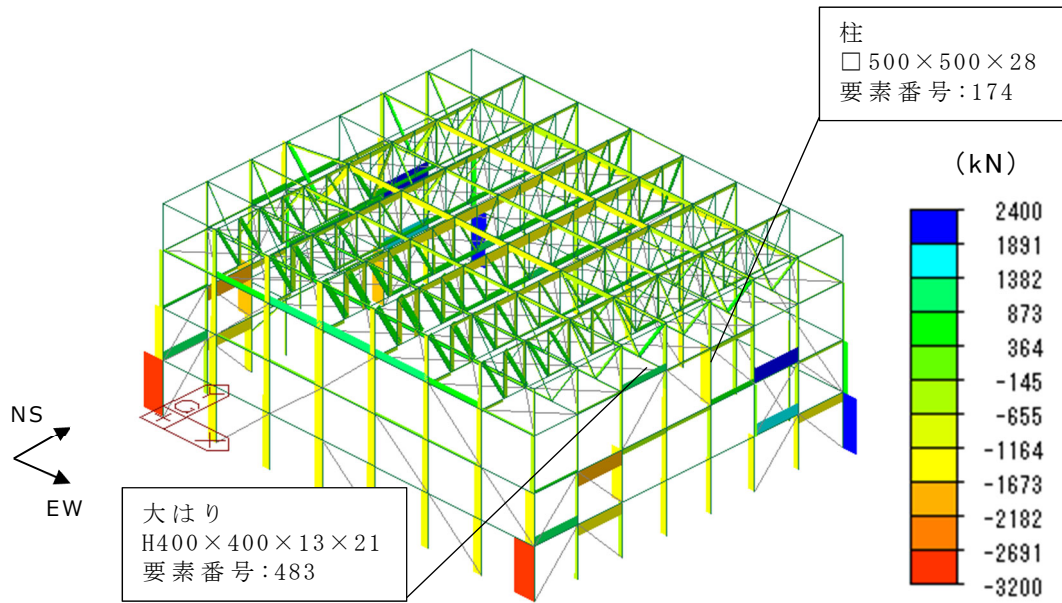
第4-4図 応力ごとの検定比が最大となる要素及び断面の評価結果
(トラス柱)



注：■は，検定比が最大となる要素を示す。
第4-5図 応力ごとの検定比が最大となる要素及び断面の評価結果
(鉛直ブレース)



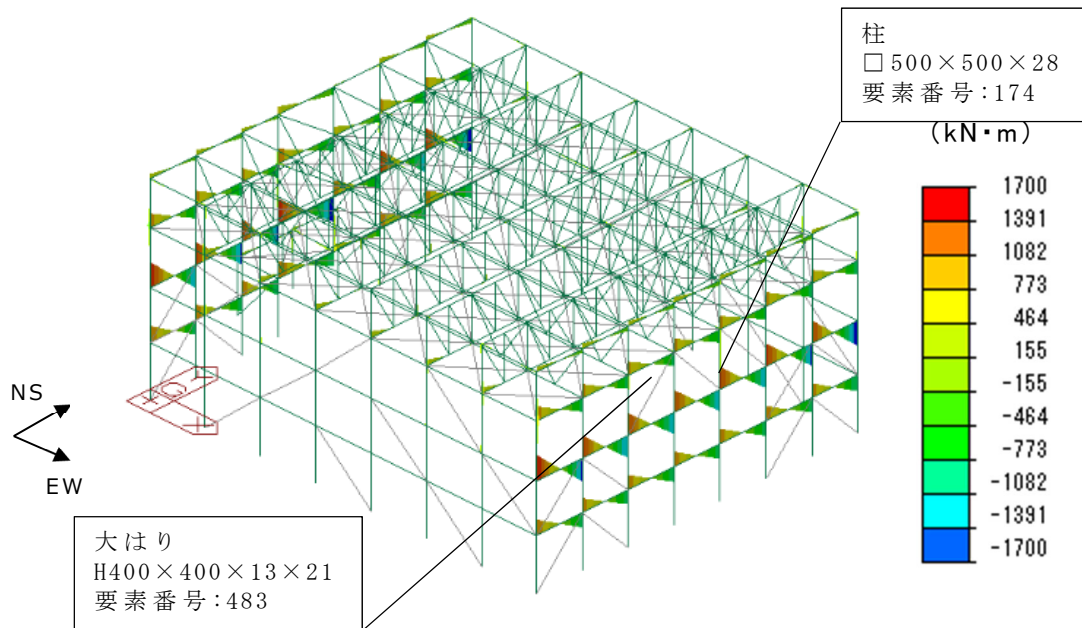
注：■は，検定比が最大となる要素を示す。
第4-6図 応力ごとの検定比が最大となる要素及び断面の評価結果
(水平ブレース)



注 1：検定比が最も大きい結果となった柱及び大はりを□に示す。

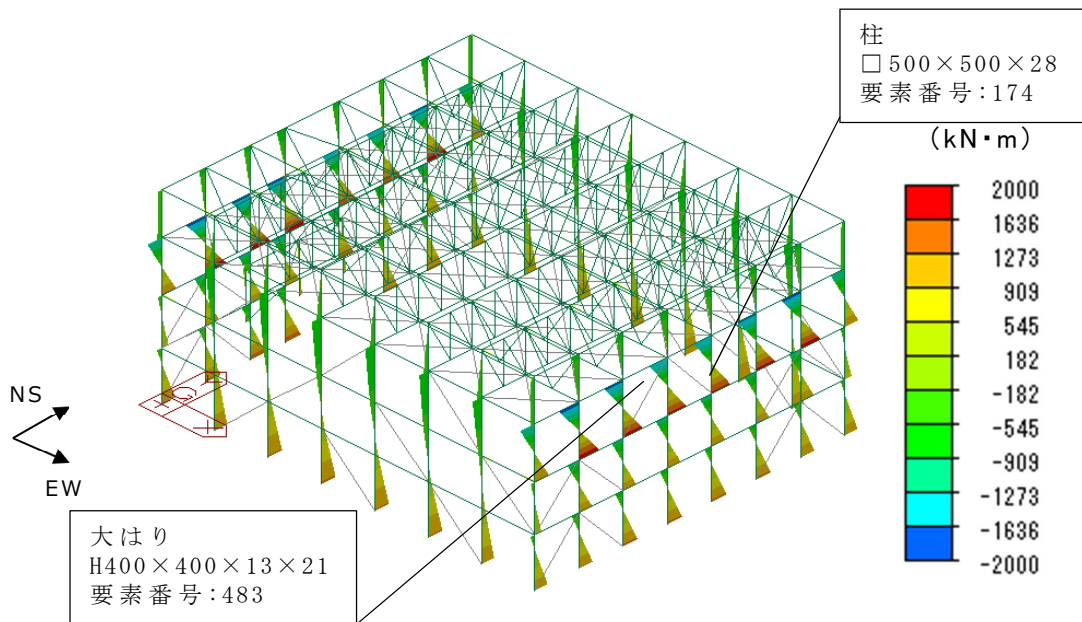
注 2：見やすさの観点から水平ブレース及び座屈拘束ブレースの軸力を非表示としている。

第 4-7 図 軸力図 (F_x) (ケース 1-4)



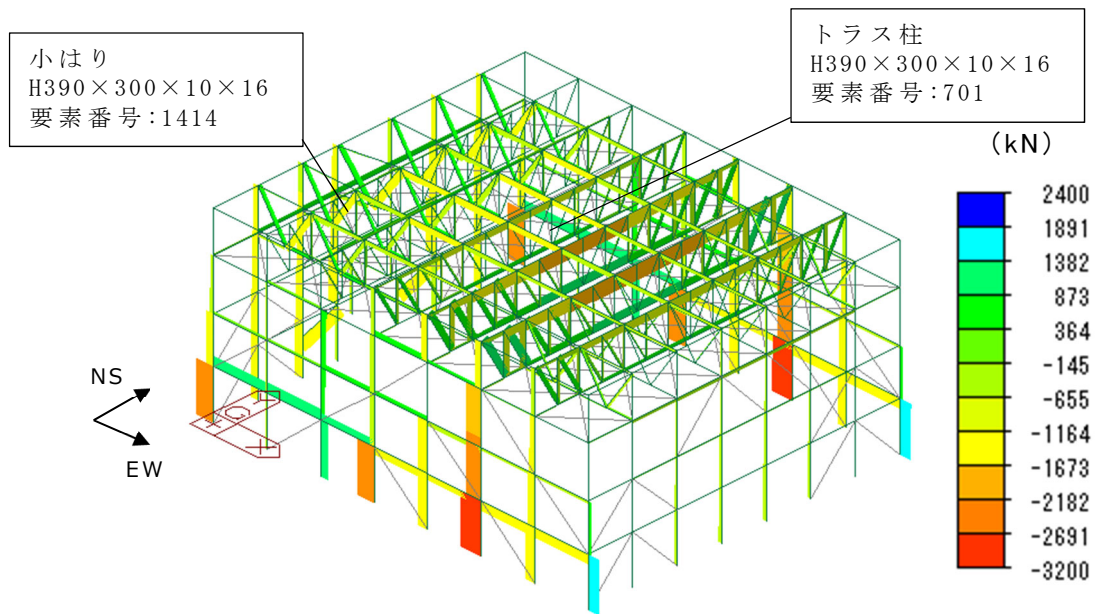
注：検定比が最も大きい結果となった柱及び大はりを□に示す。

第 4-8 図 曲げモーメント図 (My) (ケース 1-4)



注：検定比が最も大きい結果となった柱及び大はりを□に示す。

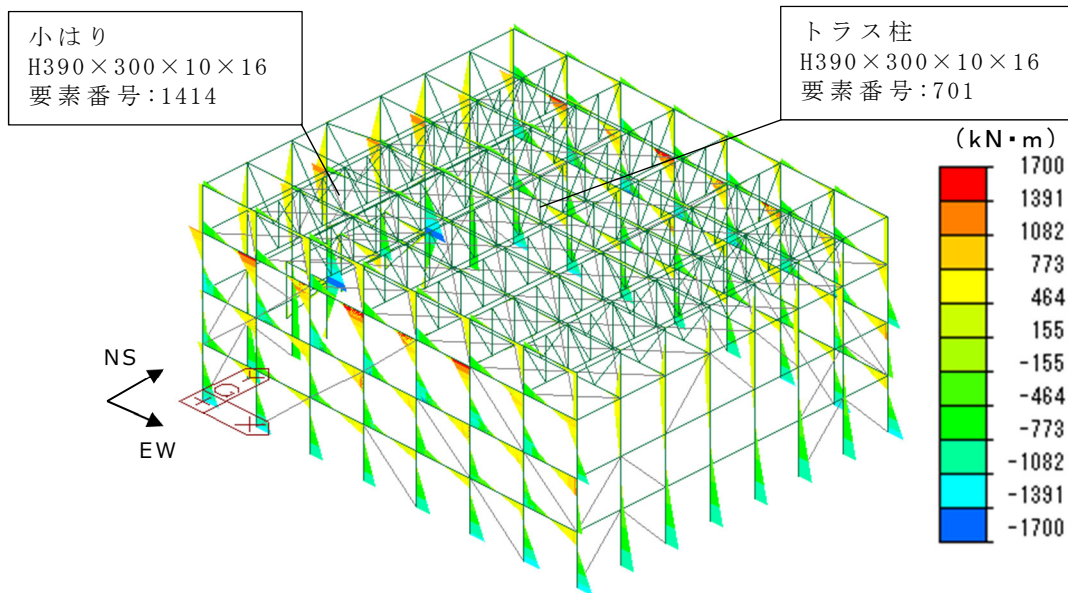
第 4-9 図 曲げモーメント図 (Mz) (ケース 1-4)



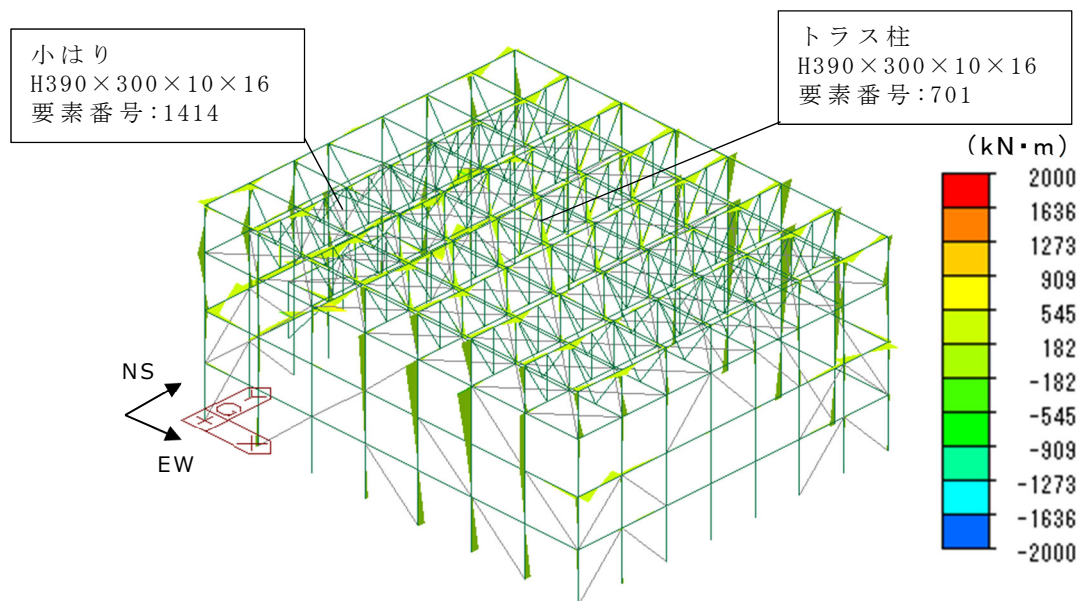
注 1：検定比が最も大きい結果となった小はり及びトラス柱を□に示す。

注 2：見やすさの観点から水平ブレース及び座屈拘束ブレースの軸力を非表示としている。

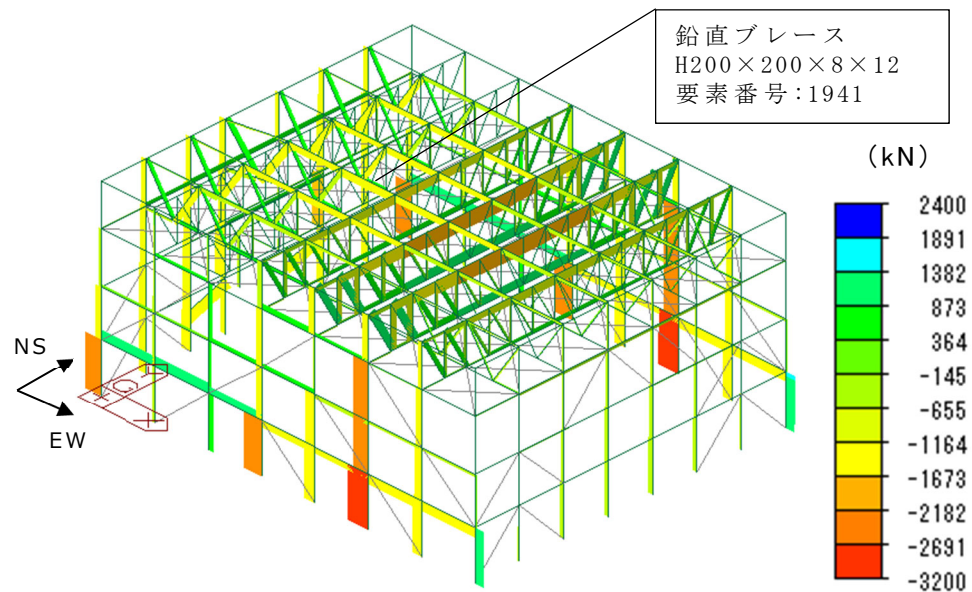
第 4-10 図 軸力図 (Fx) (ケース 1-12)



注：検定比が最も大きい結果となった小はり及びトラス柱を□に示す。
第 4-11 図 曲げモーメント図 (My) (ケース 1-12)

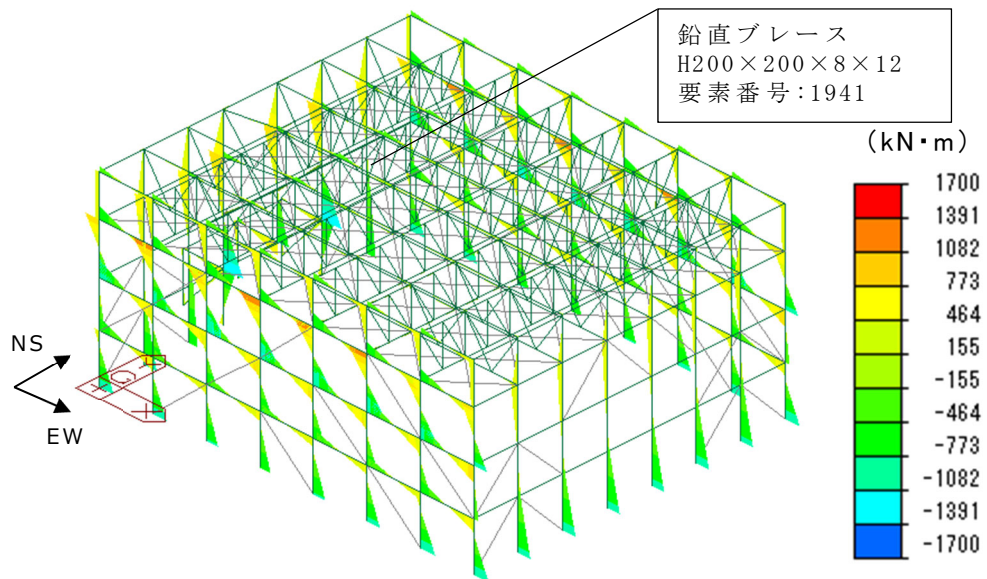


注：検定比が最も大きい結果となった小はり及びトラス柱を□に示す。
第 4-12 図 曲げモーメント図 (Mz) (ケース 1-12)

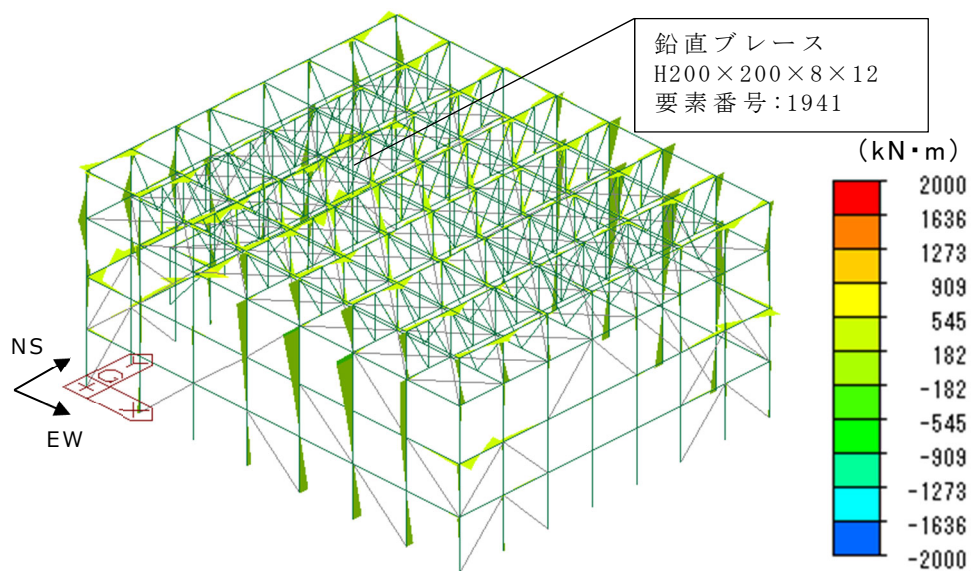


- 注 1: 検定比が最も大きい結果となった鉛直ブレースを□に示す。
 注 2: 見やすさの観点から水平ブレース及び座屈拘束ブレースの軸力を
非表示としている。

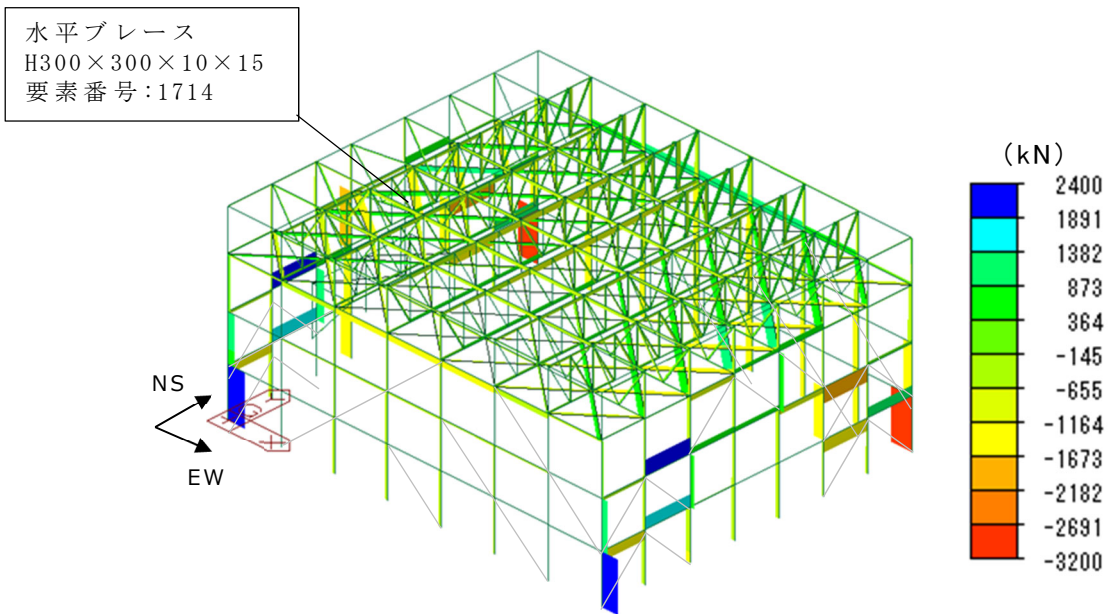
第 4-13 図 軸力図 (F_x) (ケース 2-12)



注：検定比が最も大きい結果となった鉛直ブレースを□に示す。
 第 4-14 図 曲げモーメント図 (My) (ケース 2-12)



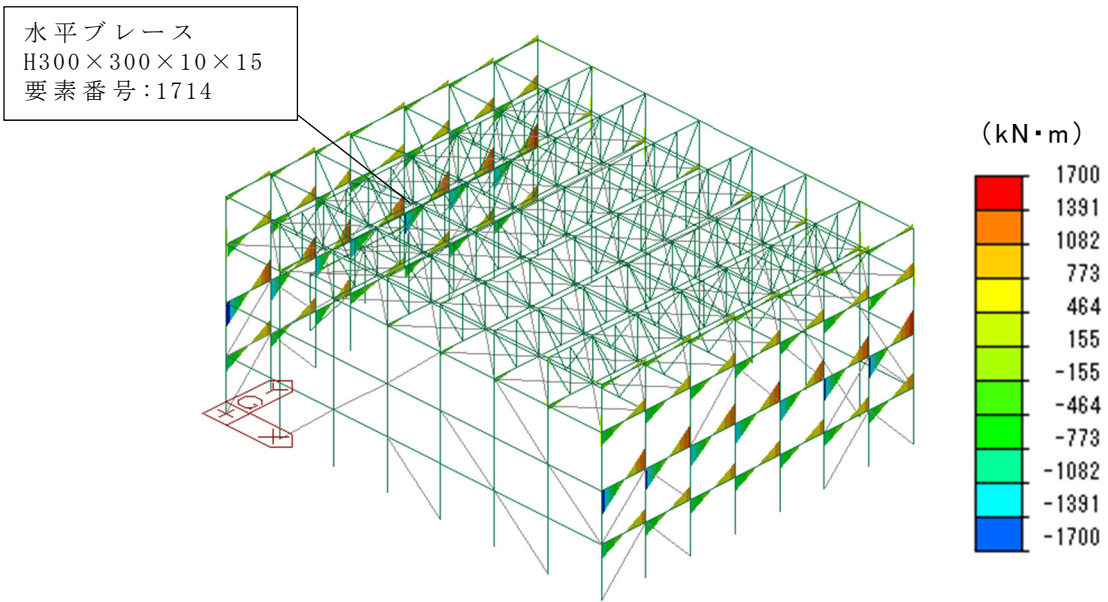
注：検定比が最も大きい結果となった鉛直ブレースを□に示す。
 第 4-15 図 曲げモーメント図 (Mz) (ケース 2-12)



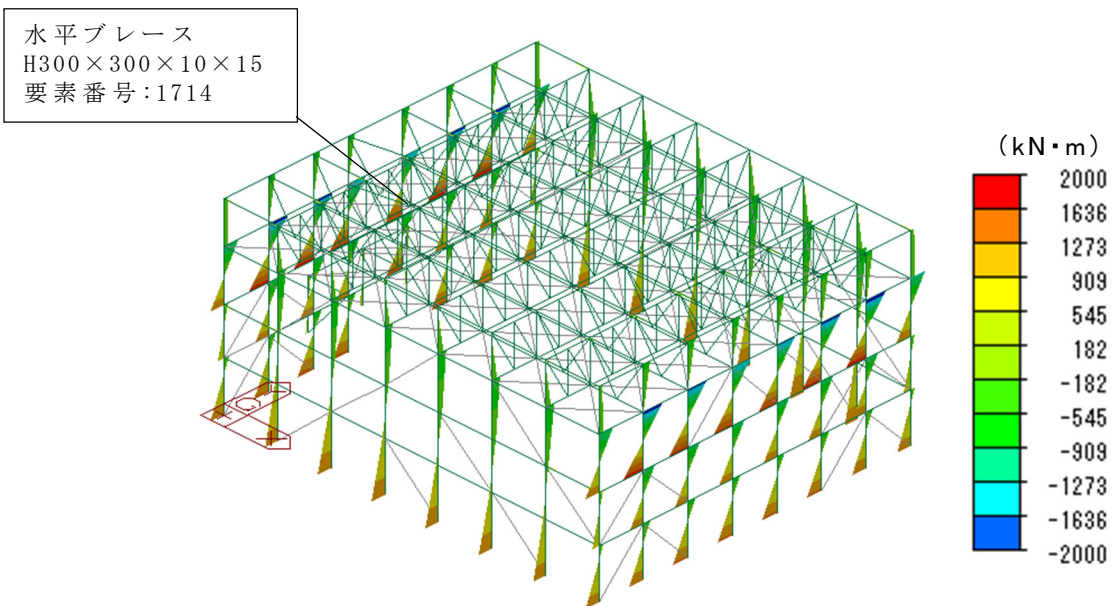
注 1: 検定比が最も大きい結果となった水平ブレースを□に示す。

注 2: 見やすさの観点から座屈拘束ブレースの軸力を非表示としている。

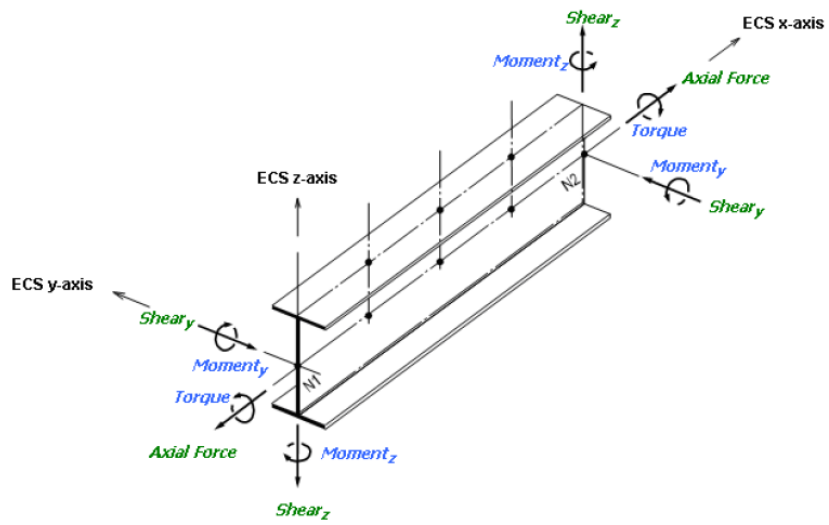
第 4-16 図 軸力図 (Fx) (ケース 1-1)



注：検定比が最も大きい結果となった水平ブレースを□に示す。
第 4-17 図 曲げモーメント図 (My) (ケース 1-1)

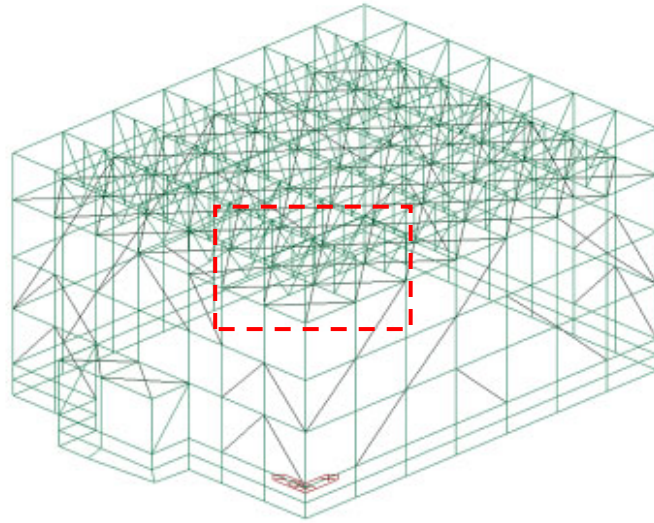


注：検定比が最も大きい結果となった水平ブレースを□に示す。
第 4-18 図 曲げモーメント図 (Mz) (ケース 1-1)

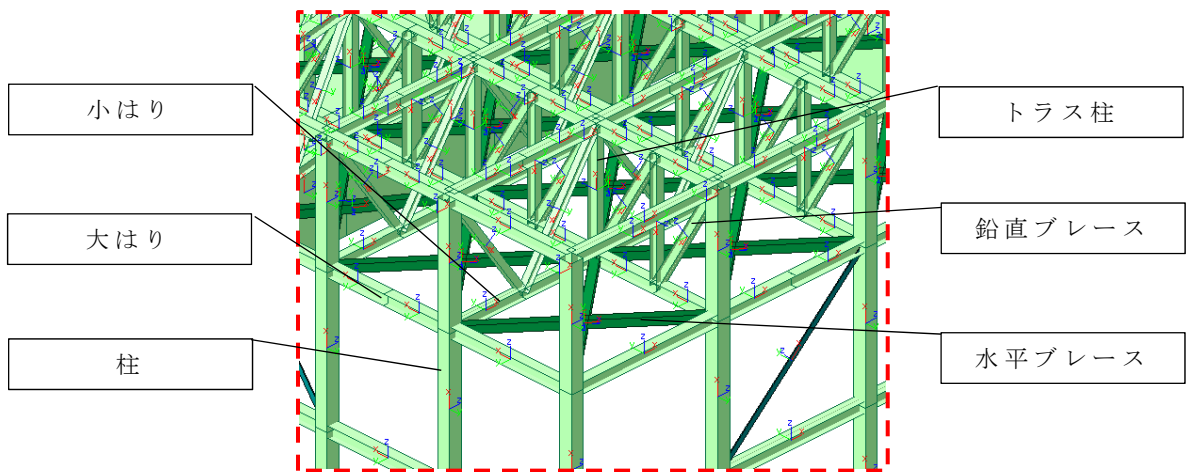


- F_x** : 要素座標系 x 軸方向の軸力
- F_y** : 要素座標系 y 軸方向のせん断力
- F_z** : 要素座標系 z 軸方向のせん断力
- M_y** : 要素座標系 y 軸回りの曲げモーメント
- M_z** : 要素座標系 z 軸回りの曲げモーメント

第 4-19 図 要素座標系での応力の向きと記号



(a) 拡大して各部材の要素座標系を示す箇所



(b) 各部材の要素座標系

第 4-20 図 3次元フレームモデルでの各部材の要素座標系

5. まとめ

支持架構について、2章で設計の考え方を、3章で荷重の入力方法を、4章で断面の評価部位の選定を補足した。

また、「別添1 地震応答解析モデルの妥当性・保守性について」を踏まえ、鉛直成分の影響を受けやすい屋根部の部材について、十分な余裕を持たせた設計となっていることを確認した。

参考資料 1

部材を線形モデル化する妥当性について

目 次

1. 概要	1
2. 妥当性確認方法	1
3. 妥当性確認結果	2
3.1 フレーム	2
3.2 基礎梁	4
3.3 杭	5

1. 概要

飛来物防護ネット架構の構造部材のクライテリアは終局であるため、弾性範囲である必要はない。また、解析モデル構築にあたり、線形(剛性= 大)としてモデル化することで発生応力は大きくなり、保守的となる。そこで、耐震評価においては、以下の構造部材は線形でモデル化している。

- 支持架構の鉄骨製フレーム
- 鉄筋コンクリート製の基礎梁
- 鉄筋コンクリート製の杭

しかしながら、弾性範囲外の評価を行う場合、部材の塑性化を考慮することも考えられることから、解析モデルを線形でモデル化したことの妥当性を確認する。

2. 妥当性確認方法

妥当性確認は、線形でモデル化した構造部材の設計の考え方を整理した上で、構造部材の短期許容応力度に対する検定比を確認する。

3. 妥当性確認結果

3.1 フレーム

支持架構のうちフレームは、弾性(剛性=大)でモデル化して解析することで発生応力は大きくなり、保守的な評価となることから、柱等の鉄骨製部材を線形でモデル化した。

フレームのクライテリアは、「鋼構造設計規準((社)日本建築学会, 2005)」による許容応力度に基準強度を 1.1 倍した値を用いることで終局強度としているため、終局強度以下であれば概ね弾性範囲と考えられる。また、仮にフレームの一部部材が弾性範囲をわずかに超えて非線形状態となっても、支持架構全体の荷重バランスに与える影響は軽微である。

フレーム部材の短期許容応力度に対する検定比を第 3.1-1 表に示す。検定比は、部材種別ごとに検定比が最も大きい部材に対して示す。検定比は最大で 0.97 であり、解析モデルを線形でモデル化したことの妥当性を確認した。

第3.1-1表 フレーム部材の短期許容応力度*に対する検定比

部材種別	要素番号	ケース	応力度	検定比	判定	【参考】 終局強度に対する 検定比
柱	167	1-4	せん断	0.19	OK	0.17
	174	1-4	軸力+曲げ	0.97	OK	0.89
大はり	451	1-4	せん断	0.38	OK	0.34
	483	1-4	軸力+曲げ	0.95	OK	0.87
小はり	1428	1-12	せん断	0.21	OK	0.19
	1414	1-12	軸力+曲げ	0.93	OK	0.87
トラス柱	766	2-7	せん断	0.08	OK	0.07
	701	1-12	軸力+曲げ	0.79	OK	0.72
鉛直 ブレース	2088	1-12	せん断	0.06	OK	0.05
	1941	2-12	軸力+曲げ	0.76	OK	0.69
水平 ブレース	1714	1-1	軸力+曲げ	0.32	OK	0.30

注記 *：鋼構造設計規準((社)日本建築学会，2005)による。

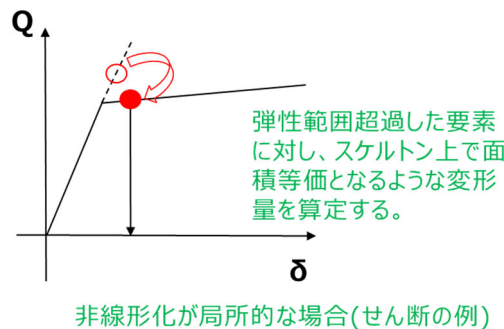
3.2 基礎梁

基礎梁は、線形部材として解析する（剛性を低減させない）ことで発生応力は大きくなり、保守的な評価となるため線形でモデル化した。

基礎梁自体には変形に対する制限はないため、基礎梁の評価においては非線形時の変形の影響はない。

しかしながら、基礎梁が弾性範囲を超えた場合、変形による支持架構への影響は考慮する必要があり、非線形化が局所的な場合は弾性範囲を超過した要素に対し個別に変形影響を第 3.2-1 図のように計算することが考えられる。その際、支持架構の 3 次元フレームモデルに、基礎梁の非線形時の変形量を強制変位として入力し、フレームに与える影響を確認することが考えられる。

基礎梁の短期許容応力度に対する検定比を第 3.2-1 表に示す。検定比は、最大検定比となる要素に対して示す。検定比は最大で 0.83 であり、解析モデルを線形でモデル化したことの妥当性を確認した。



第 3.2-1 図 非線形化の影響の考慮方法

第3.2-1表 基礎梁の短期許容応力度*に対する検定比

(a) 軸力及び曲げモーメント

要素番号	ケース	検定比	判定	【参考】 終局強度に対する検定比
162	1-4	0.83	OK	0.74

(b) 面外せん断力

要素番号	ケース	検定比	判定	【参考】 終局強度に対する検定比
63	1-4	0.44	OK	0.40

注記 *：原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（（社）日本建築学会，2005）による。

3.3 杭

杭は、地震応答解析の改良地盤と同一変形すると仮定して設計しており、設計モデルでは杭はモデル化していない。

弾性範囲を超えた場合には本来剛性は低下するが、モデル化していないため剛性は考慮されておらず、杭をモデル化し非線形となった場合でも、現状の変形量を上回ることはない。

部材評価時の杭の発生応力は、地盤変形×杭の初期剛性(剛性を低減させない)とするため、発生応力は大きくなり、線形で応力計算することは保守的な評価となる。

以上より、杭の解析モデルを線形でモデル化したことの妥当性を確認した。

なお、「別添1 地震応答解析モデルの妥当性・保守性について」における検証用モデルにおいて杭の一部をモデル化しており、参考に検証用モデルを用いた応答による杭の短期許容応力度に対する検定比を第3.3-1表に示す。検定比は、最大検定比となる杭に対して示す。検定比は最大で0.95であった。

第3.3-1表 【参考】杭の短期許容応力度*に対する検定比

(a) 軸力及び曲げモーメント

ケース	検定比	判定	【参考】 終局強度に対する検定比
有効応力, Ss-C1, 基本ケース, EW方向	0.95	OK	0.57

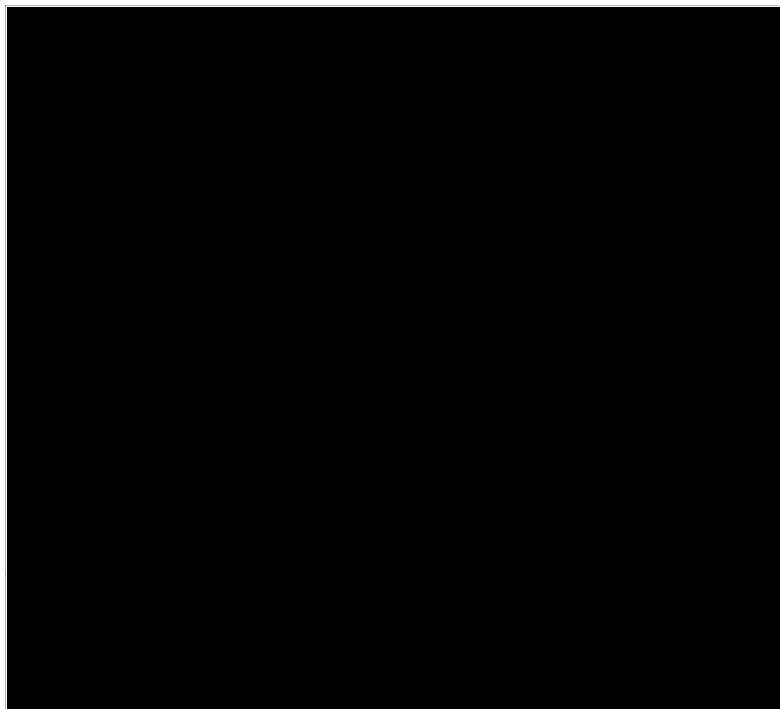
(b) せん断力

ケース	検定比	判定	【参考】 終局強度に対する検定比
全応力, Ss-C1, 基本ケース, EW方向	0.85	OK	0.38

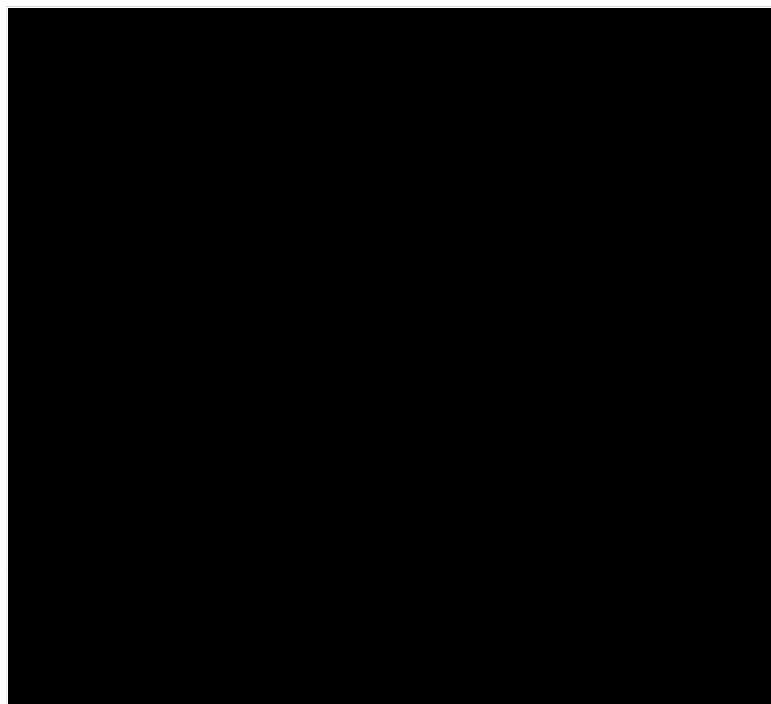
注記 * : 建築基礎構造設計指針((社)日本建築学会, 2001)による。

参考資料 2

支持架構の図面集

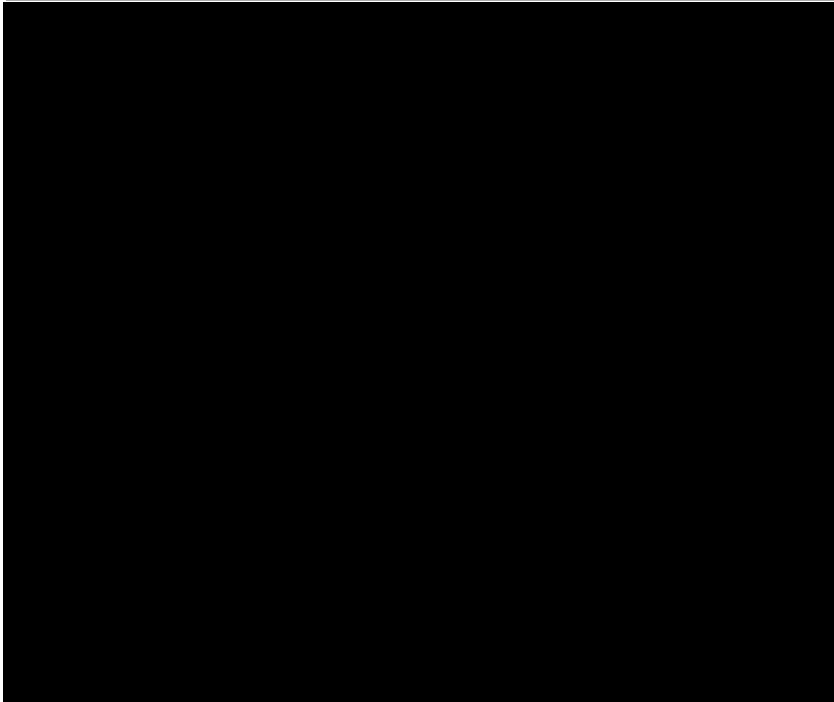


T. M. S. L. 60600 伏图

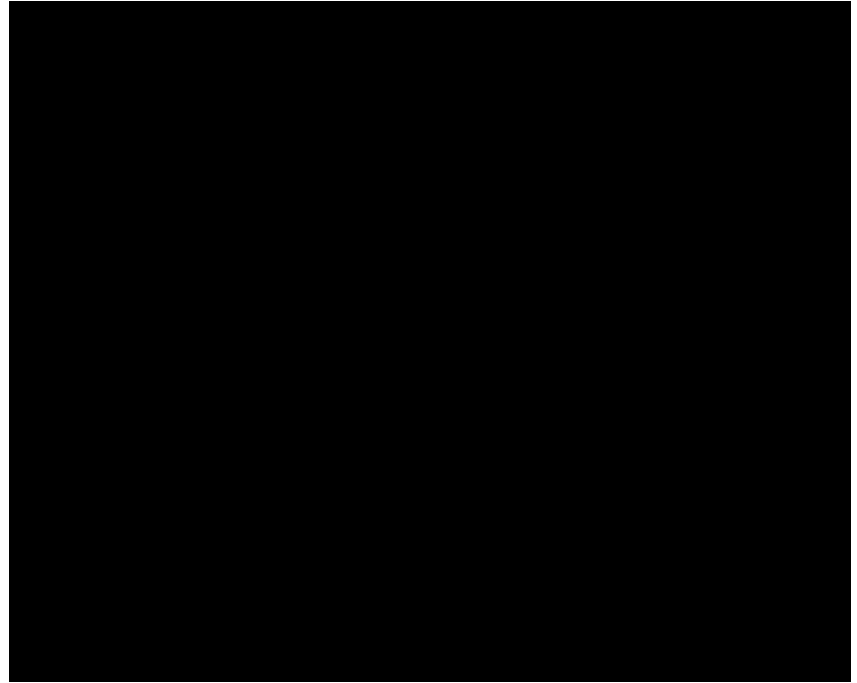


T. M. S. L. 65600 伏图

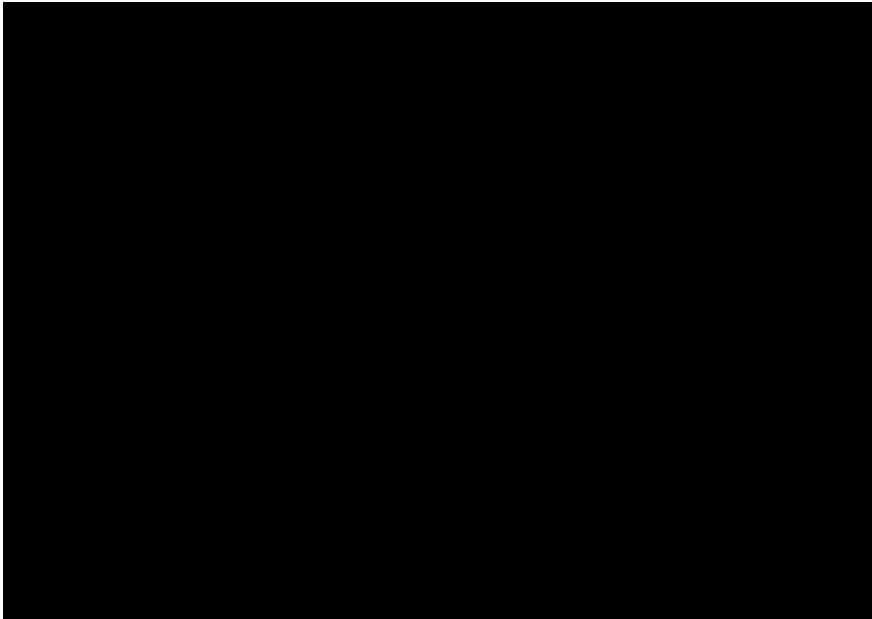
I



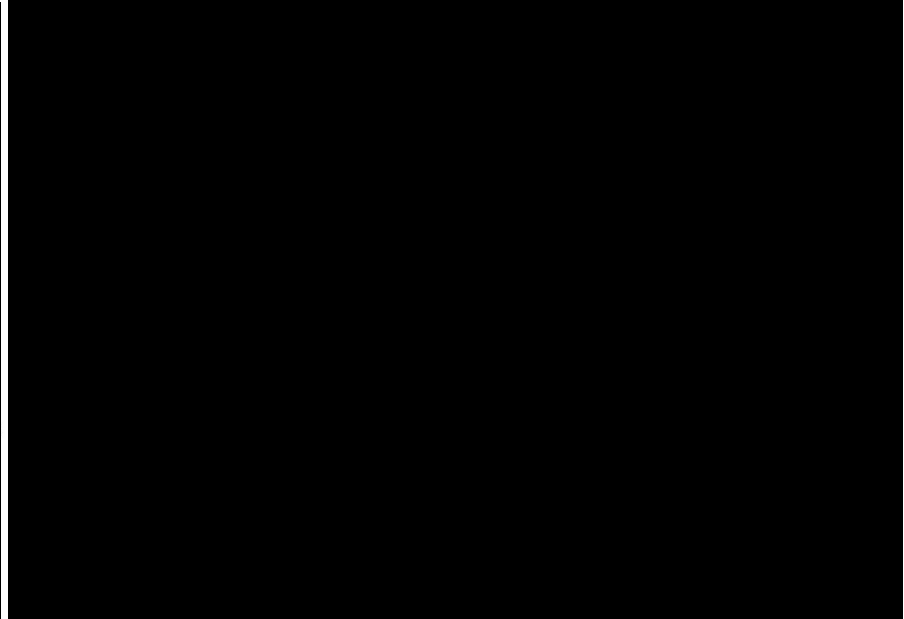
T.M.S.L. 71100 伏図 (トラス下弦材レベル)
水平ブレースはHW1を示す。



T.M.S.L. 75600 伏図 (トラス上弦材レベル)



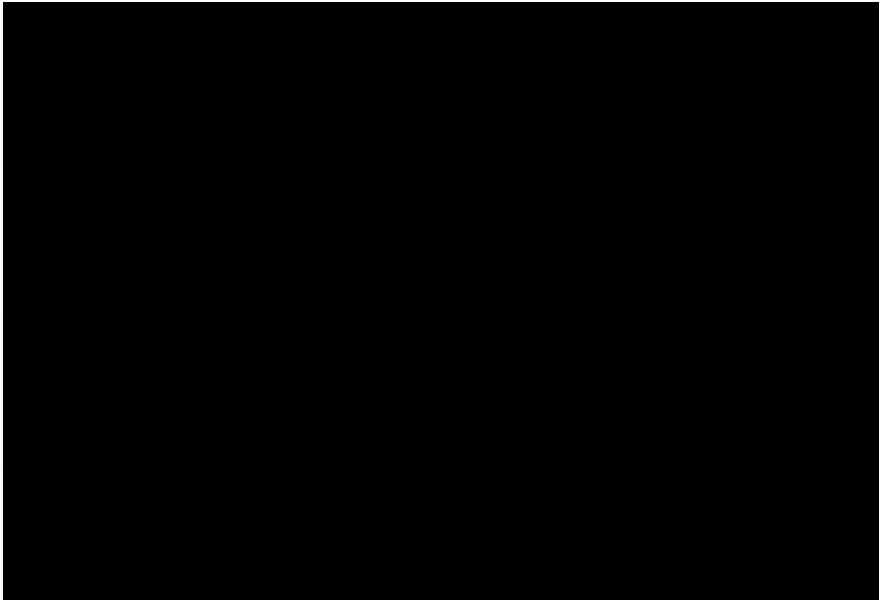
Y01、Y08 通り輸送図
() 内の枕符号はY08通りの枕符号を示す。



Y02、Y03、Y07通り輸送図



Y04, Y06 通リ軸組図



Y05 通リ軸組図

鉄骨柱リスト 特記なき張り鋼材はSM490Bとする。

符 号	C1, C4	C2	C2A	C3	C11
部 材	 □ 500x500x28 (BFP325)	 □ 500x500x28 (BFP325)	 □ 500x500x32 (G385)	 □ 500x500x28 (BFP325)	 H 400x400x13x21
柱 頭 スタッド	 8x4E-φ19	 8x4E-φ19		 8x4E-φ22	 4x5E-φ19
ベースプレート	 リフプレート BPL-36x700x700 (SM490B)	 リフプレート BPL-40x700x700 (SM490B)		 リフプレート BPL-45x700x700 (TMCP325)	 リフプレート BPL-25x450x450 (SM490B)

鉄骨梁リスト 特記なき張り鋼材はSM490Bとする。

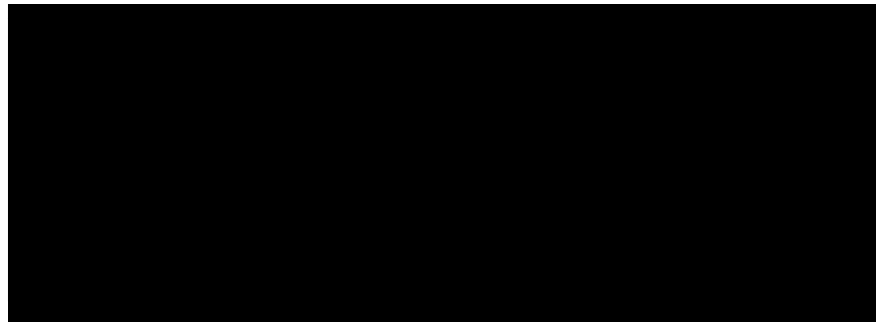
符 号	G1, G12	G12A	G2, G11	G3	G4	G13	G14
部 材	H-400x400x13x21	図脚 : H-414x405x18x28 中央 : H-400x400x13x21	H-414x405x18x28	X01脚 : H-428x407x20x35 中央・X02脚 : H-414x405x18x28	X08脚 : H-428x407x20x35 中央・X07脚 : H-414x405x18x28	Y01脚 : H-428x407x20x35 中央・Y02脚 : H-414x405x18x28	図脚 : H-428x407x20x35 中央 : H-414x405x18x28
符 号	G15	G16	G17		B390	B400	
部 材	Y08脚 : H-428x407x20x35 中央・Y07脚 : H-414x405x18x28	H-428x407x20x35	図脚 : H-430x430x28x40 中央 : H-428x407x20x35		H-390x300x10x16	H-400x400x13x21	

鉄骨ブレースリスト 特記なき張り鋼材はSM490Bとする。

符 号	V35	V25	V20	HV1	HV2		
部 材	H-350x350x12x19	H-250x250x 9x14	H-200x200x8x12	H-300x300x10x15	H-250x250x9x14		

トラスIGI リスト 特記なき張り鋼材はSM490Bとする。

位 置	部 材
上下弦材	H-414x405x18x28
斜材1	H-300x300x10x15
斜材2	H-250x250x 9x14
TP400	H-400x400x13x21
TP390	H-390x300x10x16
TP300	H-300x300x10x15



別添5

基礎梁の耐震評価について

目 次

1. 概要	1
2. 設計の考え方	2
3. 荷重の入力方法	5
3.1 地震荷重	7
3.2 固定荷重及び積雪荷重	11
3.3 支持架構から作用する荷重	12
3.4 杭から作用する荷重	15
4. 断面の評価部位の選定	18
5. まとめ	23

参考資料 1 支持架構との接合部の評価について

参考資料 2 杭との接合部の評価について

参考資料 3 全ケース包絡の断面力コンター

参考資料 4 基礎梁の図面集

1. 概要

本資料は、以下に示す資料における基礎梁の耐震評価について補足説明するものである。

「資料2 飛来物防護ネット（再処理設備本体用 安全冷却水系冷却塔 B）の耐震性についての計算書」

2. 設計の考え方

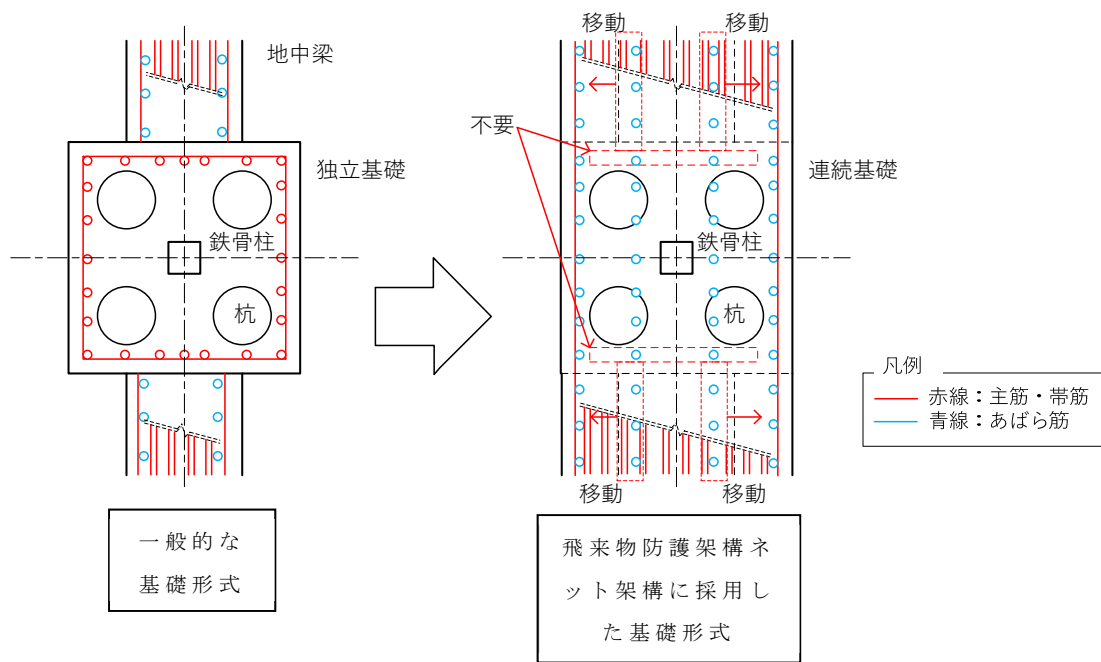
第 2-1 図～第 2-3 図に一般的な基礎形式及び連続基礎形式の概要図を示す。

第 2-1 図～第 2-3 図に示す左側が一般的な独立基礎の形式である。鉄骨柱と杭を囲むように独立基礎があり、それぞれの独立基礎を結ぶように基礎梁が配置される。支持架構に生じるせん断力及び曲げモーメントは独立基礎の配筋を通じて杭に応力が伝わりと同時に基礎梁にも荷重が伝わるようになっている。

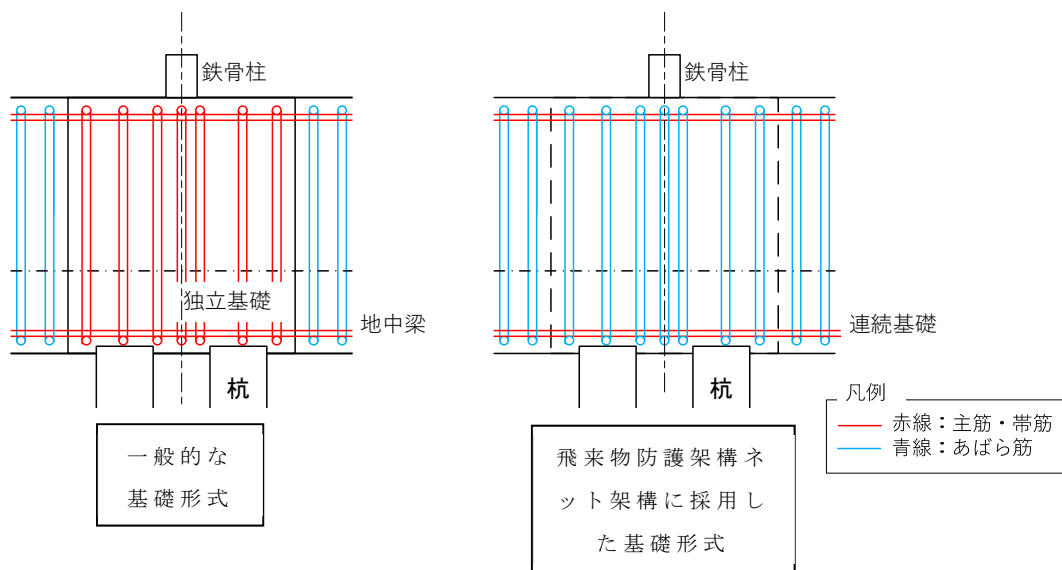
また、飛来物防護ネット架構の基礎の計画においては地震力が大きいため、平面的な剛性を十分確保する必要がある。

しかしながら、飛来物防護ネット架構は冷却塔を飛来物から防護する施設であることから基礎の平面計画が口型をしており、口型の内側への基礎梁の配置による平面的な剛性の確保ができない。

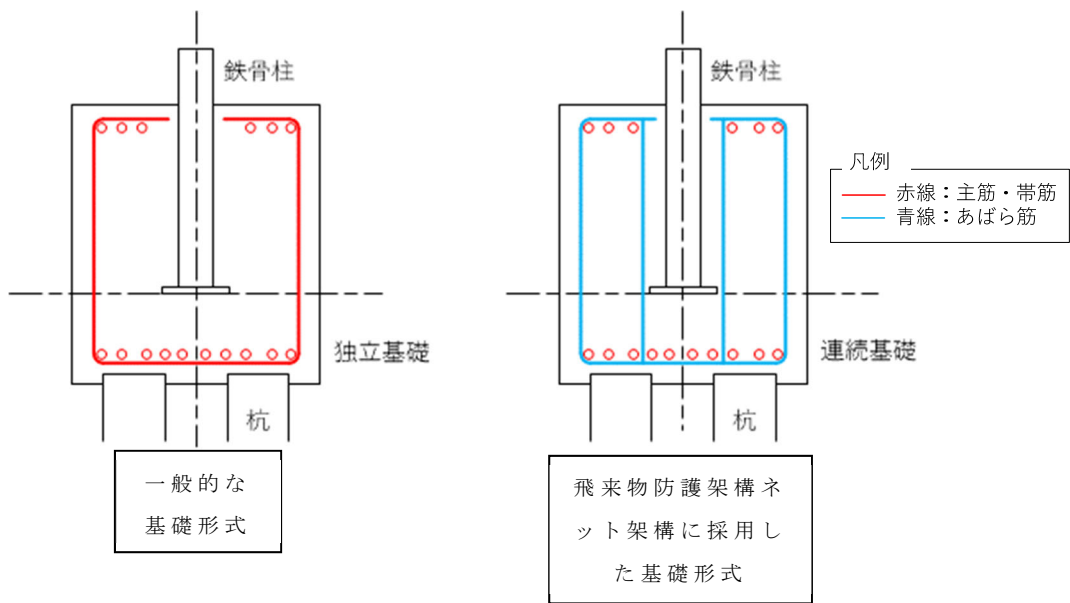
従って、基礎梁幅を大きくすることで強固な構造体とした。具体的には、第 2-1 図のとおり、左側の地中梁の幅を独立基礎幅まで拡幅し、右側のように基礎と一体化した連続基礎として平面的な剛性を高めた。これにより、左側の地中梁の主筋は右側の連続基礎の主筋位置へ移動する。また、独立基礎内の主筋のうち基礎梁に直交する主筋は不要となる。



第 2-1 図 基礎梁配筋例 平面図
(左：独立基礎, 右：連続基礎)



第 2-2 図 基礎梁配筋例 長辺方向断面図
(左：独立基礎, 右：連続基礎)



第 2-3 図 基礎梁配筋例 短辺方向断面図
 (左：独立基礎，右：連続基礎)

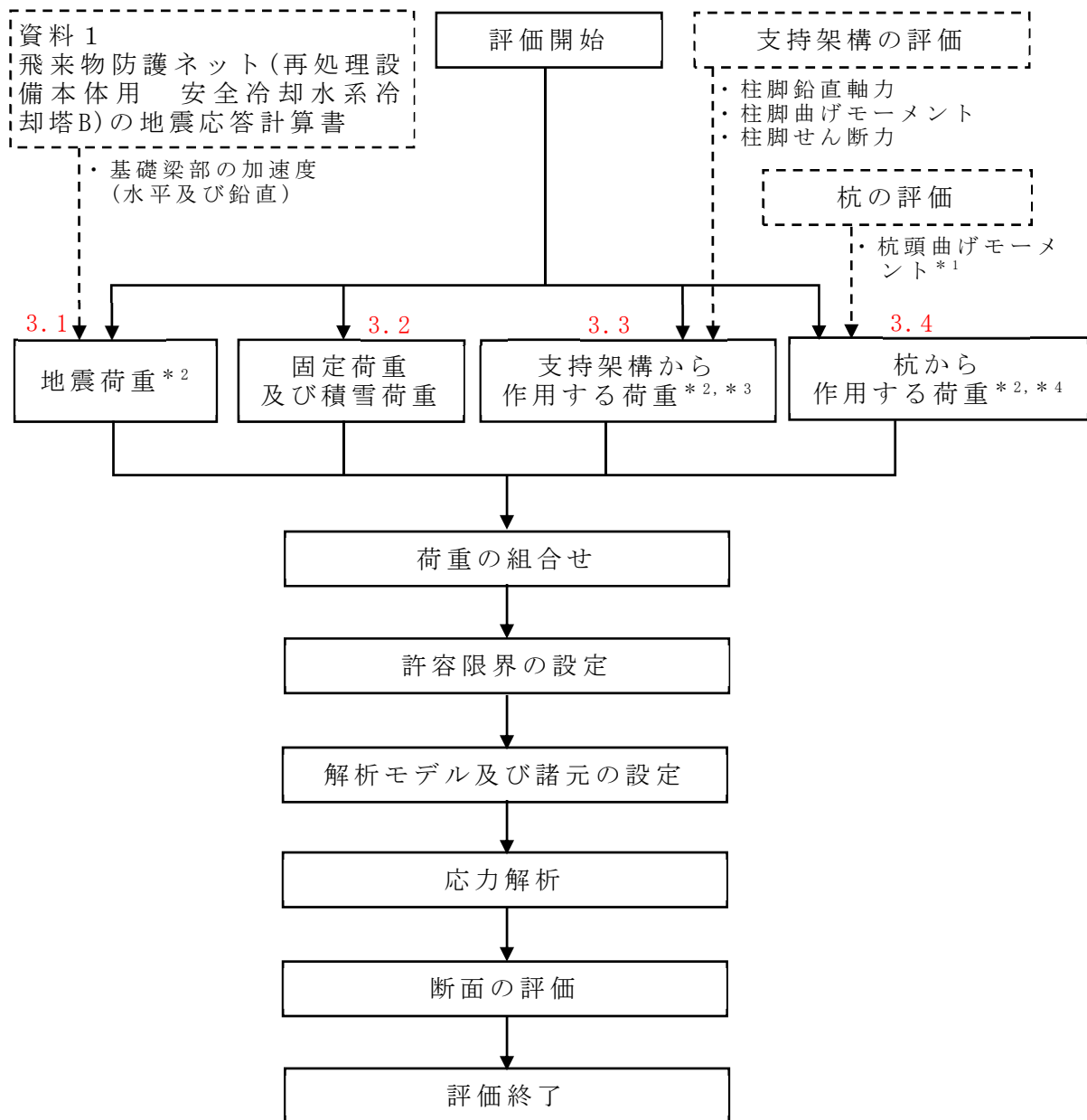
3. 荷重の入力方法

基礎梁の耐震評価における荷重の入力方法を説明する。

基礎梁の応力解析による評価フローを第 3-1 図に示す。

基礎梁の評価は、FEM モデルを用いた静的弾性応力解析により実施する。解析においては、地震荷重，固定荷重，積雪荷重，支持架構から作用する荷重及び杭から作用する荷重を組み合わせる。

FEM モデルに入力する荷重として、「地震荷重」について 3.1，「固定荷重及び積雪荷重」について 3.2，「支持架構から作用する荷重」について 3.3，「杭から作用する荷重」について 3.4 で詳細を説明する。



- 注記
- *1: 杭の評価における「応力解析」及び「応力計算」により算定する杭の「曲げモーメント」のうち、杭頭の曲げモーメントを用いる。
 - *2: 地盤物性のばらつきを考慮する。
 - *3: 固定荷重, 積雪荷重, 地震荷重及び風荷重を含む。
 - *4: 地震荷重及び風荷重を含む。

第 3-1 図 基礎梁の応力解析による評価フロー

3.1 地震荷重

地震荷重として、基礎梁の慣性力(水平地震力及び鉛直地震力)を考慮する。支持架構から作用する地震荷重については「3.3 支持架構から作用する荷重」に、杭から作用する地震荷重については「3.4 杭から作用する荷重」に示す。

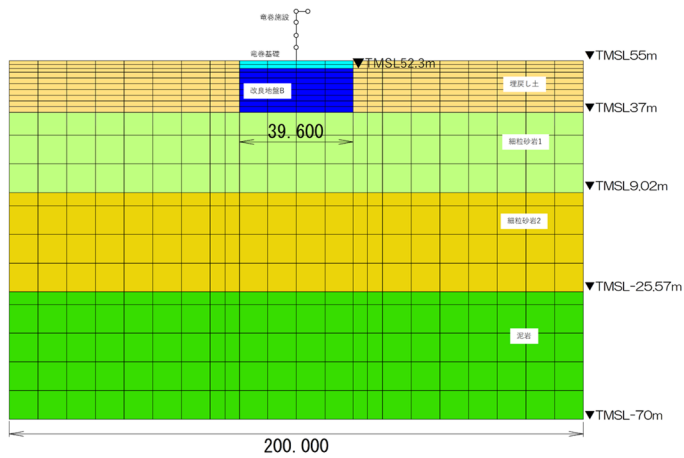
基礎梁の慣性力については、地震応答解析の質点系モデル部の応答値のうち、基礎梁部の水平加速度及び鉛直加速度(Acc_1)より設定する。FEMモデルに入力する地震応答解析の応答値を第3.1-1図に示す。

具体的には、水平地震力については、地震応答解析による基礎梁部における水平加速度から算出した水平震度に基づく水平力をFEMモデルに入力する。水平力は、FEMモデルの各節点に、節点の支配重量に水平震度を乗じた集中荷重として入力する。

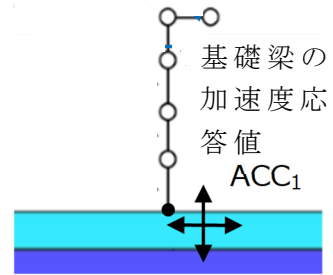
鉛直地震力については、地震応答解析による基礎梁部における鉛直加速度と重力による重力加速度から算出した鉛直震度に基づく鉛直力をFEMモデルに入力する。鉛直力は、FEMモデルの各節点に、節点の支配重量に鉛直震度を乗じた集中荷重として入力する。

なお、節点の支配重量は後述する「3.2 固定荷重及び積雪荷重」による固定荷重、積雪荷重を考慮する。

FEMモデルに入力する地震荷重の概念図を第3.1-2図に示す。また、FEMモデルに入力する地震荷重の入力状態図を第3.1-3図に示す。

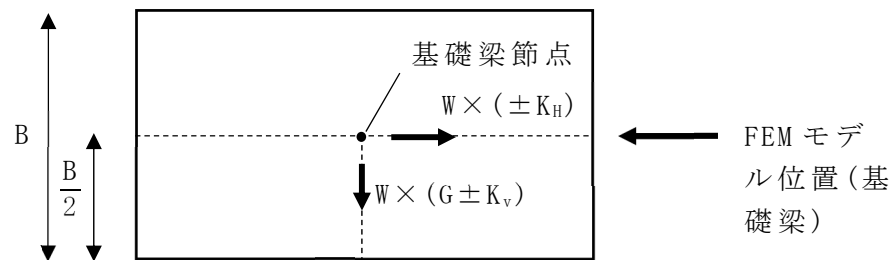


(a) 地震応答解析モデル



(b) 質点系モデル部拡大図

第 3.1-1 図 FEM モデルに入力する地震応答解析の応答値



K_H : 地震応答解析による基礎梁部における水平加速度から算出した水平震度

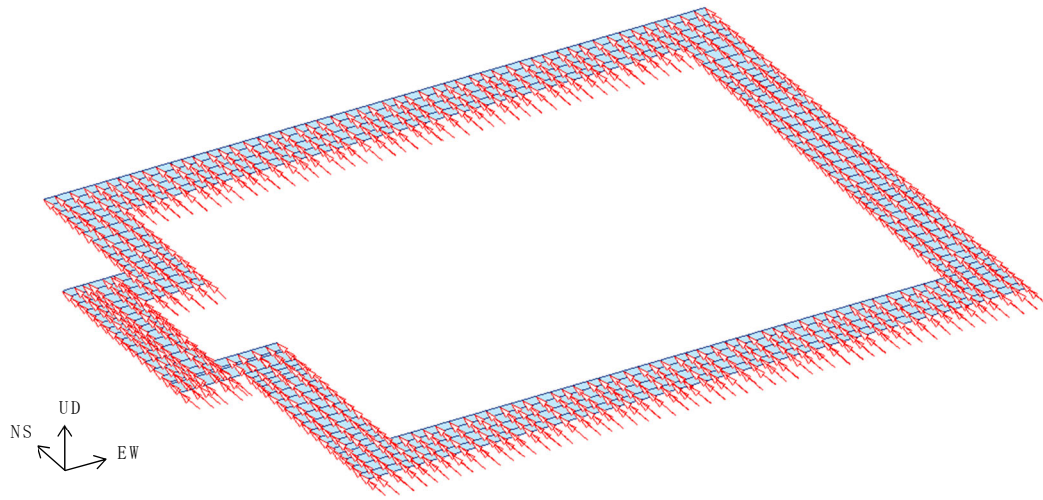
K_V : 地震応答解析による基礎梁部における鉛直加速度から算出した鉛直震度

G : 重力による鉛直震度

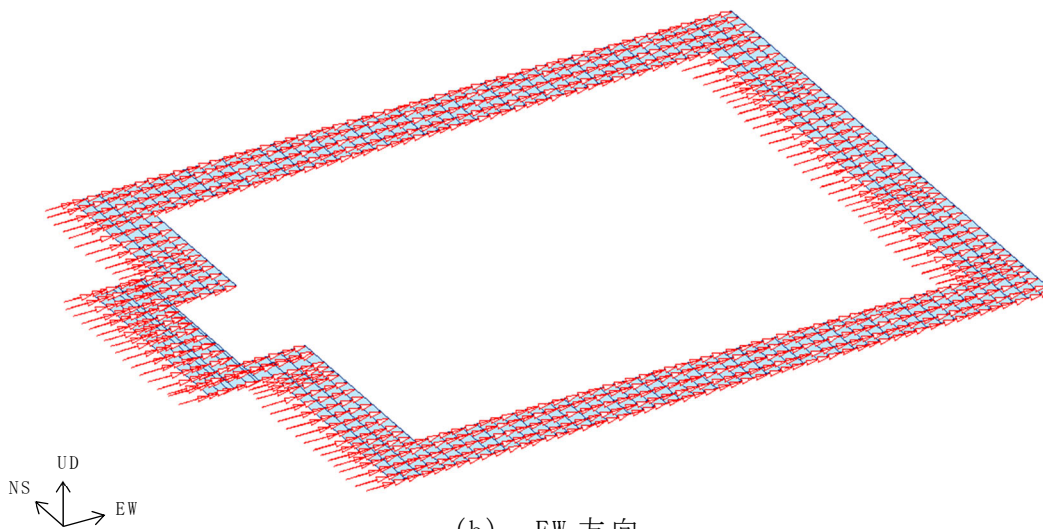
W : FEM モデルの節点の支配重量

B : 基礎梁の厚さ

第 3.1-2 図 FEM モデルに入力する地震荷重の概念図

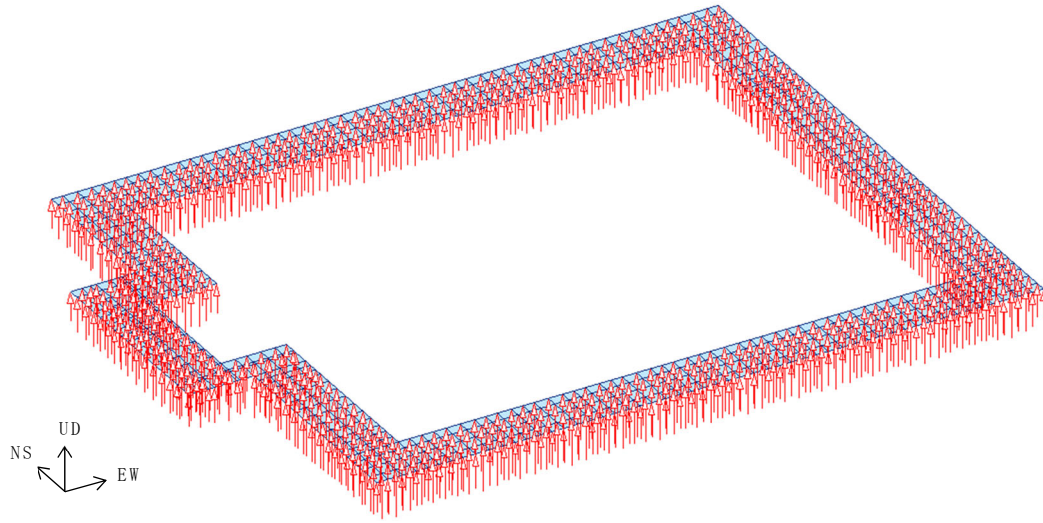


(a) NS 方向



(b) EW 方向

第 3.1-3 図 慣性力の荷重状態図 (1/2)



(c) 鉛直方向

第 3.1-3 図 慣性力の荷重状態図 (2/2)

3.2 固定荷重及び積雪荷重

固定荷重は、基礎梁の自重を考慮する。

積雪荷重は、基礎梁の上面に積雪量 190cm を考慮し、地震荷重と組み合わせる場合は 0.35 の係数を乗じた値とする。

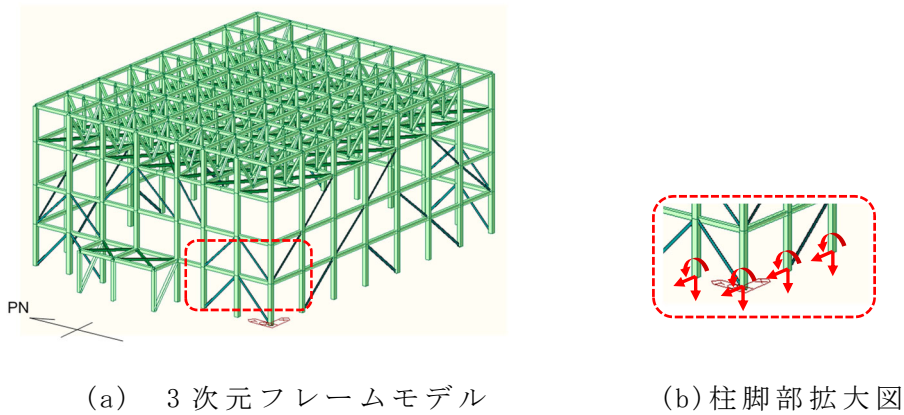
固定荷重と積雪荷重を合計した鉛直荷重を、各要素に単位体積重量として入力し、「3.1 地震荷重」における節点の支配重量に考慮する。

なお、支持架構の固定荷重及び積雪荷重は、後述する「3.3 支持架構から作用する荷重」に含まれる。

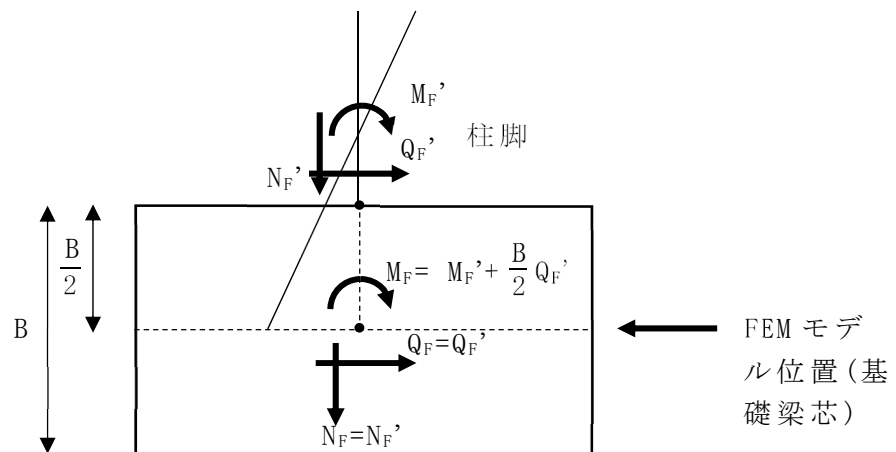
3.3 支持架構から作用する荷重

支持架構から基礎梁へ作用する荷重は，支持架構の3次元フレームモデルによる応力解析結果のうち，支持架構の柱脚の曲げモーメント，軸力及びせん断力を入力する。入力位置は，基礎梁のFEMモデルの柱脚に対応する各節点とする。この荷重には，支持架構の固定荷重，積雪荷重，地震荷重及び風荷重を含んでいる。

FEMモデルに入力する支持架構から作用する荷重を第3.3-1図に，FEMモデルに入力する支持架構から作用する荷重の概念図を第3.3-2図に，支持架構から作用する荷重の荷重状態図を第3.3-3図に示す。

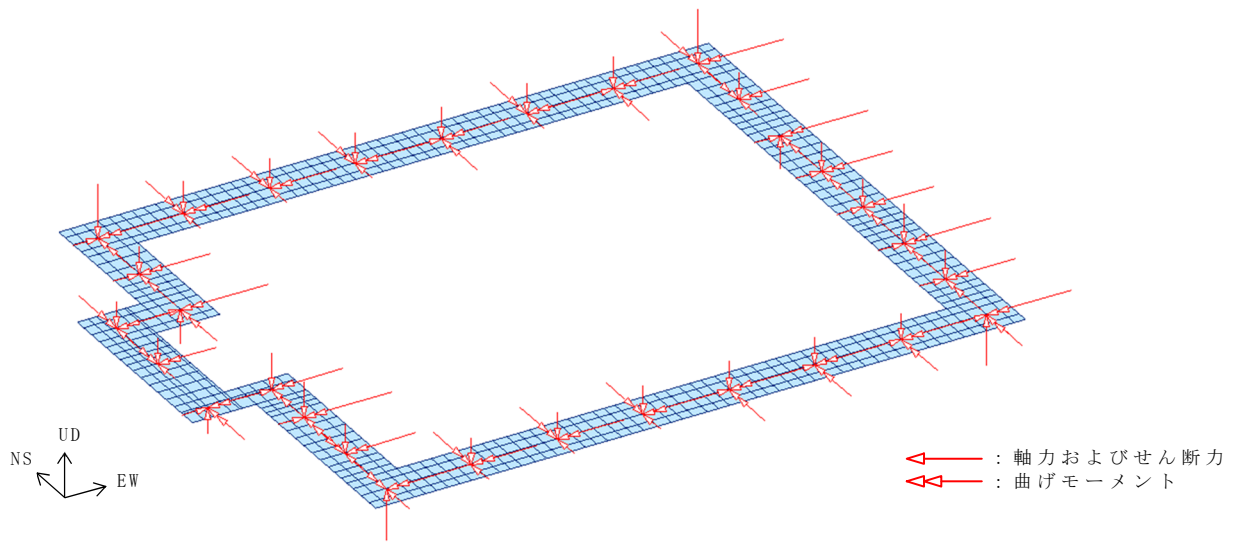


第 3.3-1 図 FEM モデルに入力する支持架構から作用する荷重

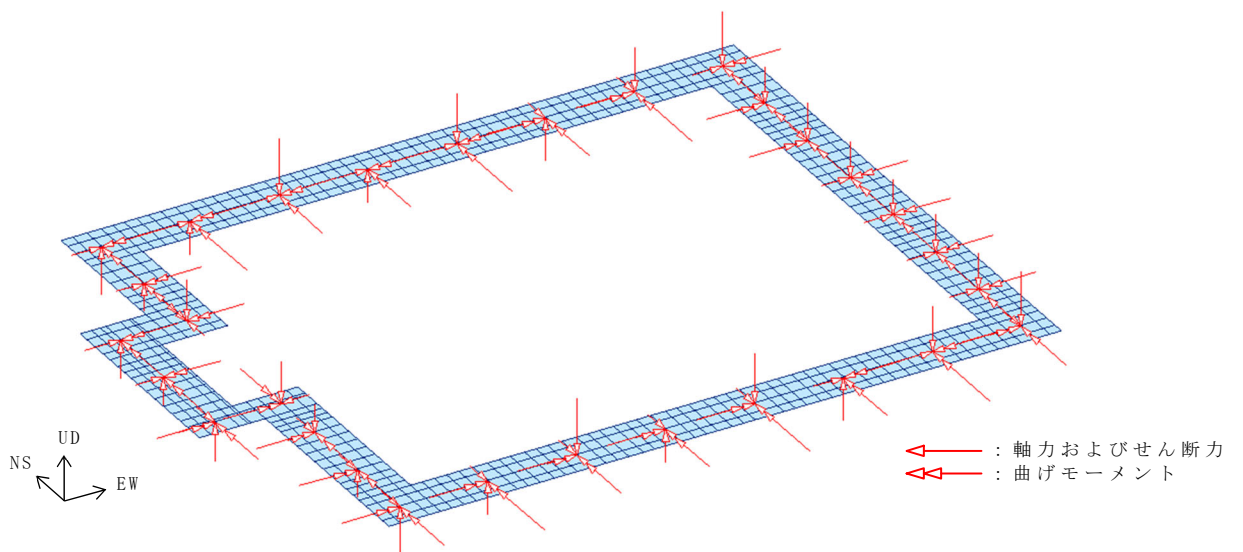


- M_F : 3次元フレームモデルから基礎梁へ作用する曲げモーメント
- N_F : 3次元フレームモデルから基礎梁へ作用する軸力
- Q_F : 3次元フレームモデルから基礎梁へ作用するせん断力
- M_F' : 3次元フレームモデルの柱脚の曲げモーメント
- N_F' : 3次元フレームモデルの柱脚の軸力
- Q_F' : 3次元フレームモデルの柱脚のせん断力
- B : 基礎梁厚さ

第 3.3-2 図 FEM モデルに入力する支持架構から作用する荷重の概念図



(a) せん断力+曲げモーメント+軸力 (NS 方向) 支持架構



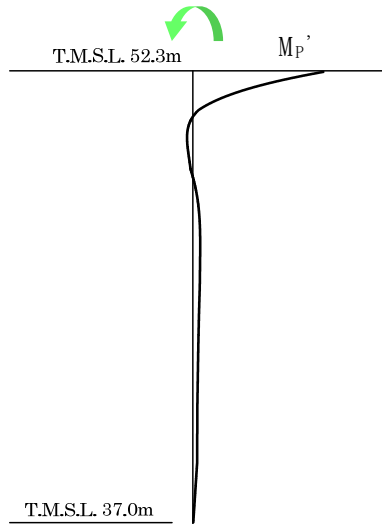
(b) せん断力+曲げモーメント+軸力 (EW 方向) 支持架構

第 3.3-3 図 支持架構から作用する荷重の荷重状態図

3.4 杭から作用する荷重

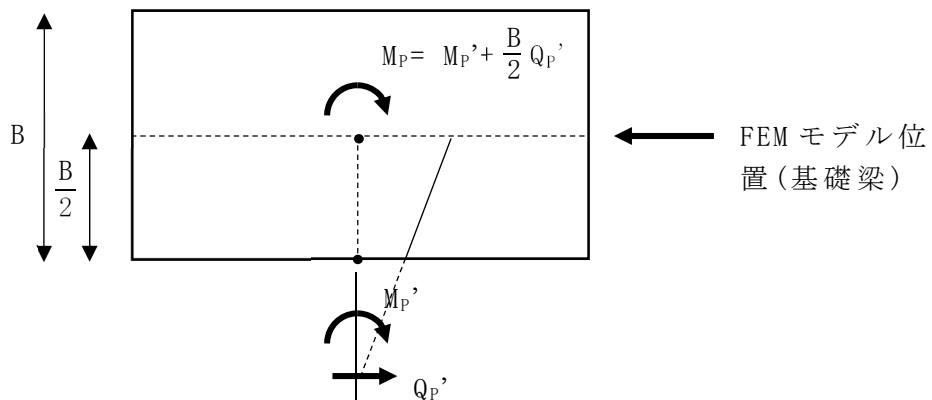
杭から基礎梁に作用する荷重は、杭の評価における杭頭の曲げモーメントを入力する。入力位置は、基礎梁の FEM モデルの柱脚に対応する各節点を入力する。この荷重には、支持架構及び基礎梁の地震荷重並びに支持架構の風荷重を含んでいる。

FEM モデルに入力する杭から作用する荷重を第 3.4-1 図に、FEM モデルに入力する杭から作用する荷重の概念図に第 3.4-2 図に、杭から作用する荷重の荷重状態図を第 3.4-3 図に示す。



M_P' : 杭頭の曲げモーメント

第 3.4-1 図 FEM モデルに入力する杭から作用する荷重



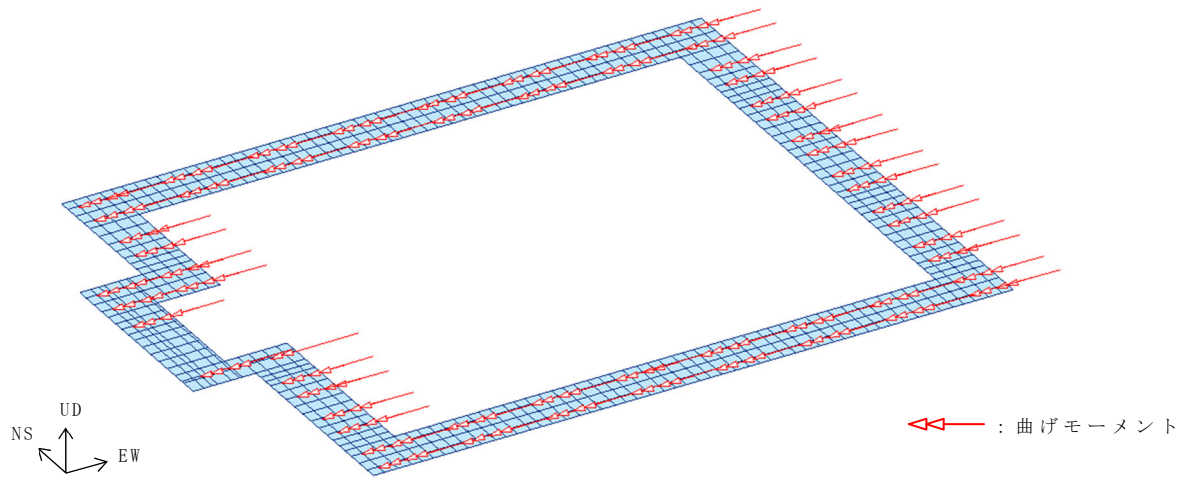
M_P : 杭から基礎梁へ作用する曲げモーメント

M_P' : 杭頭の曲げモーメント

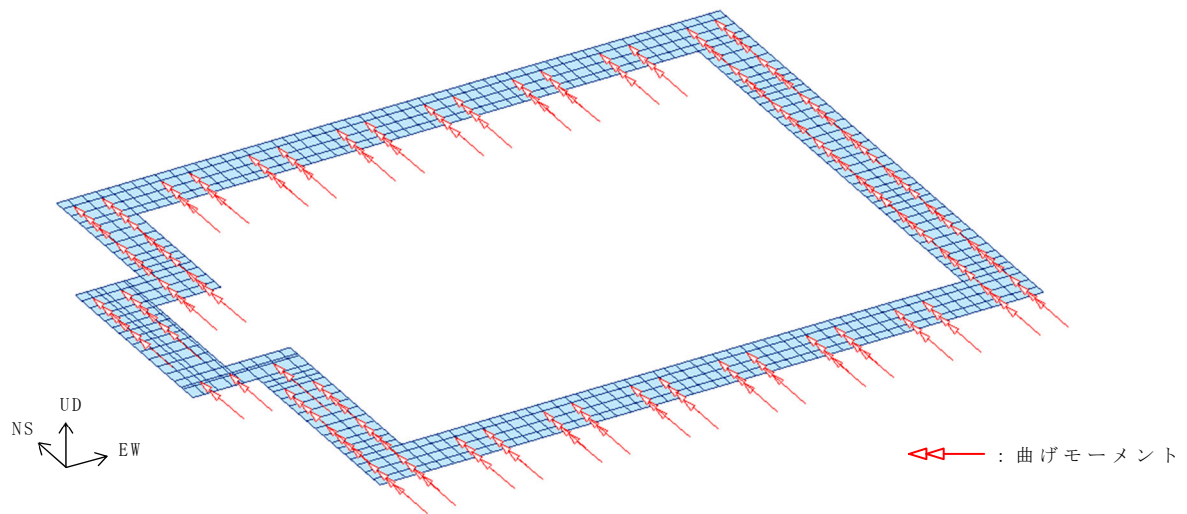
Q_P' : 杭頭のせん断力

B : 基礎梁厚さ

第 3.4-2 図 FEM モデルに入力する杭から作用する荷重の概念図



(a) 曲げモーメント (NS 方向) 杭



(b) 曲げモーメント (EW 方向) 杭

第 3.4-3 図 杭から作用する荷重の荷重状態図

4. 断面の評価部位の選定

荷重の組合せケースを第 4-1 表に示す。地震荷重は、Ss-C1 による地震荷重,その他の地震による地震荷重(Ss-C1 以外包絡)の 2 種類を設定する。

各評価項目の検定比一覧を第 4-2 表に,断面力ごとの検定比が最大となる要素及び断面の評価結果を第 4-1 図に,断面の評価部位の選定に関する荷重組合せケース(検定比が最大となったケース:1-4)の断面力コンターを第 4-2 図,第 4-3 図に示す。なお,応力の向きと記号を第 4-4 図に示す。

軸力+曲げに対する検定比は,曲げモーメントの分布と同様に隅角部入隅で大きくなっている。

最大検定比の発生位置は曲げモーメントが最大となった要素と一致する。

なお,軸力は座屈拘束ブレースが接続する位置で,曲げモーメントは隅角部入隅で大きくなっている。

第4-1表 荷重の組合せケース

ケース	荷重組合せ	地震荷重
1-1	$VL + 1.0 S_{SNS} + 0.4 S_{SUD} + W_{LNS}$	Ss-C1による 地震荷重
1-2	$VL - 1.0 S_{SNS} + 0.4 S_{SUD} - W_{LNS}$	
1-3	$VL + 1.0 S_{SNS} - 0.4 S_{SUD} + W_{LNS}$	
1-4	$VL - 1.0 S_{SNS} - 0.4 S_{SUD} - W_{LNS}$	
1-5	$VL + 0.4 S_{SNS} + 1.0 S_{SUD} + W_{LNS}$	
1-6	$VL - 0.4 S_{SNS} + 1.0 S_{SUD} - W_{LNS}$	
1-7	$VL + 0.4 S_{SNS} - 1.0 S_{SUD} + W_{LNS}$	
1-8	$VL - 0.4 S_{SNS} - 1.0 S_{SUD} - W_{LNS}$	
1-9	$VL + 1.0 S_{SEW} + 0.4 S_{SUD} + W_{LEW}$	
1-10	$VL - 1.0 S_{SEW} + 0.4 S_{SUD} - W_{LEW}$	
1-11	$VL + 1.0 S_{SEW} - 0.4 S_{SUD} + W_{LEW}$	
1-12	$VL - 1.0 S_{SEW} - 0.4 S_{SUD} - W_{LEW}$	
1-13	$VL + 0.4 S_{SEW} + 1.0 S_{SUD} + W_{LEW}$	
1-14	$VL - 0.4 S_{SEW} + 1.0 S_{SUD} - W_{LEW}$	
1-15	$VL + 0.4 S_{SEW} - 1.0 S_{SUD} + W_{LEW}$	
1-16	$VL - 0.4 S_{SEW} - 1.0 S_{SUD} - W_{LEW}$	
2-1	$VL + 1.0 S_{SNS} + 0.4 S_{SUD} + W_{LNS}$	その他の地震に よる地震荷重 (Ss-C1以外包絡)
2-2	$VL - 1.0 S_{SNS} + 0.4 S_{SUD} - W_{LNS}$	
2-3	$VL + 1.0 S_{SNS} - 0.4 S_{SUD} + W_{LNS}$	
2-4	$VL - 1.0 S_{SNS} - 0.4 S_{SUD} - W_{LNS}$	
2-5	$VL + 0.4 S_{SNS} + 1.0 S_{SUD} + W_{LNS}$	
2-6	$VL - 0.4 S_{SNS} + 1.0 S_{SUD} - W_{LNS}$	
2-7	$VL + 0.4 S_{SNS} - 1.0 S_{SUD} + W_{LNS}$	
2-8	$VL - 0.4 S_{SNS} - 1.0 S_{SUD} - W_{LNS}$	
2-9	$VL + 1.0 S_{SEW} + 0.4 S_{SUD} + W_{LEW}$	
2-10	$VL - 1.0 S_{SEW} + 0.4 S_{SUD} - W_{LEW}$	
2-11	$VL + 1.0 S_{SEW} - 0.4 S_{SUD} + W_{LEW}$	
2-12	$VL - 1.0 S_{SEW} - 0.4 S_{SUD} - W_{LEW}$	
2-13	$VL + 0.4 S_{SEW} + 1.0 S_{SUD} + W_{LEW}$	
2-14	$VL - 0.4 S_{SEW} + 1.0 S_{SUD} - W_{LEW}$	
2-15	$VL + 0.4 S_{SEW} - 1.0 S_{SUD} + W_{LEW}$	
2-16	$VL - 0.4 S_{SEW} - 1.0 S_{SUD} - W_{LEW}$	

VL : 鉛直荷重(固定荷重D+積雪荷重Ls)
(積雪荷重は係数0.35を乗じたもの)

S_{SNS} : NS方向のSs地震荷重(S→N方向を正とする。)

S_{SEW} : EW方向のSs地震荷重(W→E方向を正とする。)

S_{SUD} : 鉛直方向のSs地震荷重(上向きを正とする。)

W_{LNS} : NS方向の風荷重(S→N方向を正とする。)

W_{LEW} : EW方向の風荷重(W→E方向を正とする。)

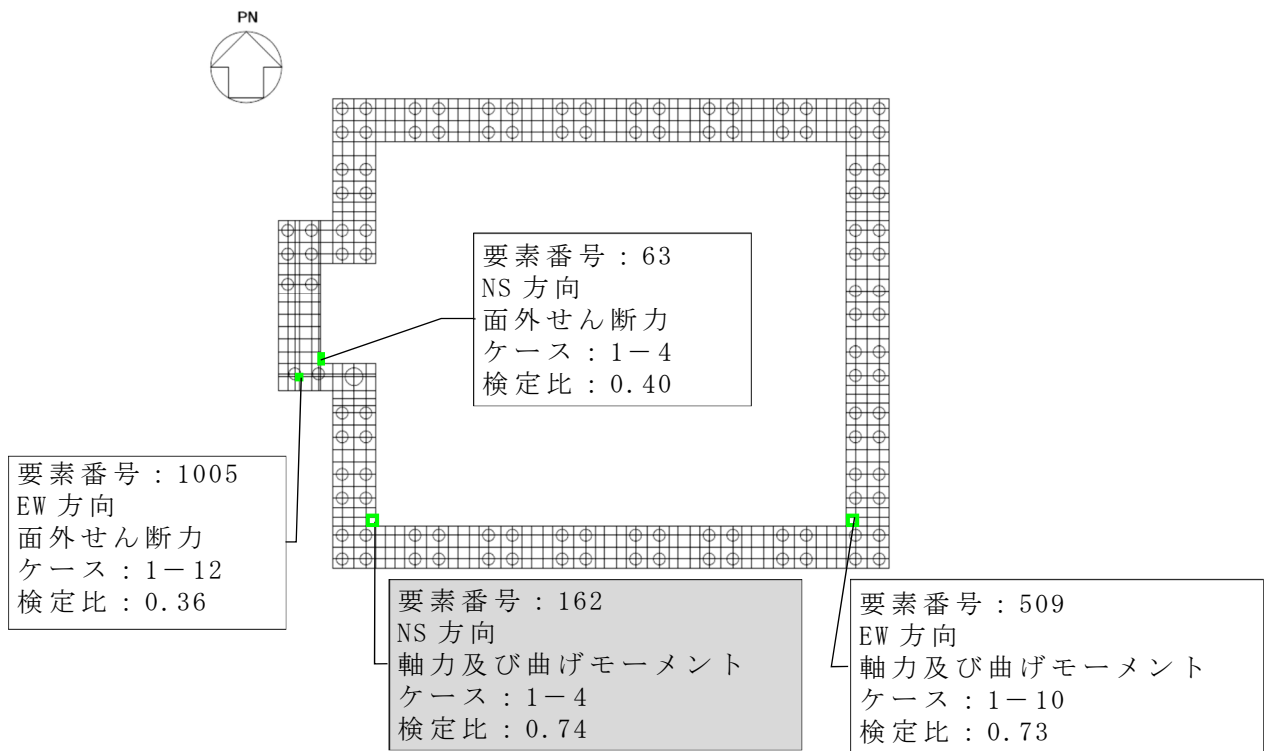
第4-2表 各評価項目の検定比一覧

(a) 軸力及び曲げモーメントに対する評価

方向	解析結果			許容限界 (kN・m/m)	検定比	判定
	要素番号	ケース	曲げモーメント (kN・m/m)			
NS	162	1-4	3527	4791	0.74	OK
EW	509	1-10	1274	1755	0.73	OK

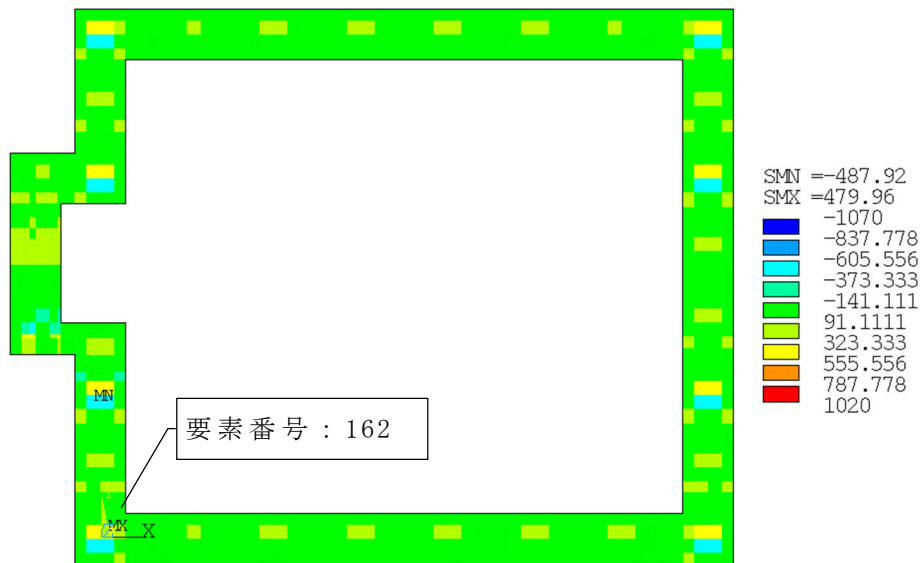
(b) 面外せん断力に対する評価

方向	解析結果			許容限界 (kN/m)	検定比	判定
	要素番号	ケース	面外せん断力 (kN/m)			
NS	63	1-4	2236	5661	0.40	OK
EW	1005	1-12	2061	5874	0.36	OK

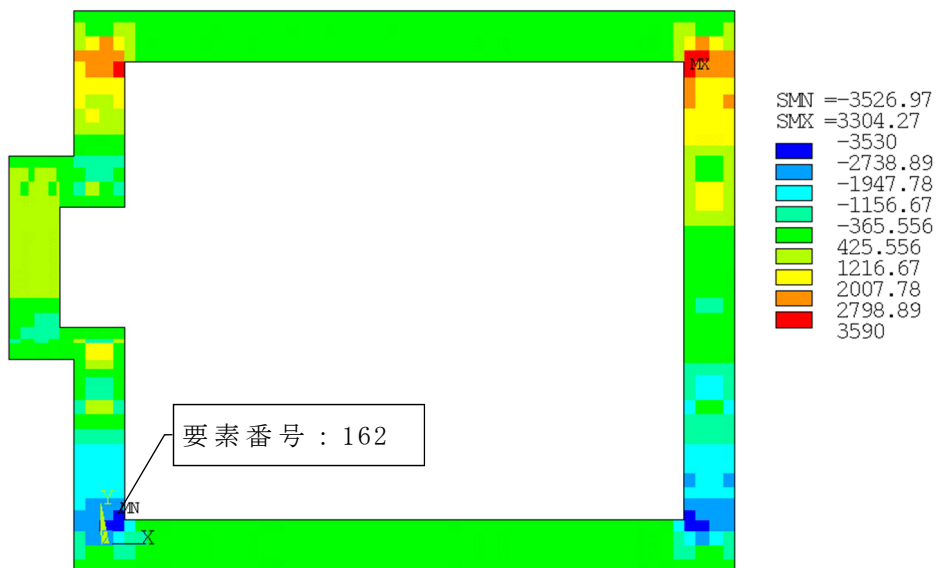


注 : ■ は, 検定比が最大となる要素を示す。

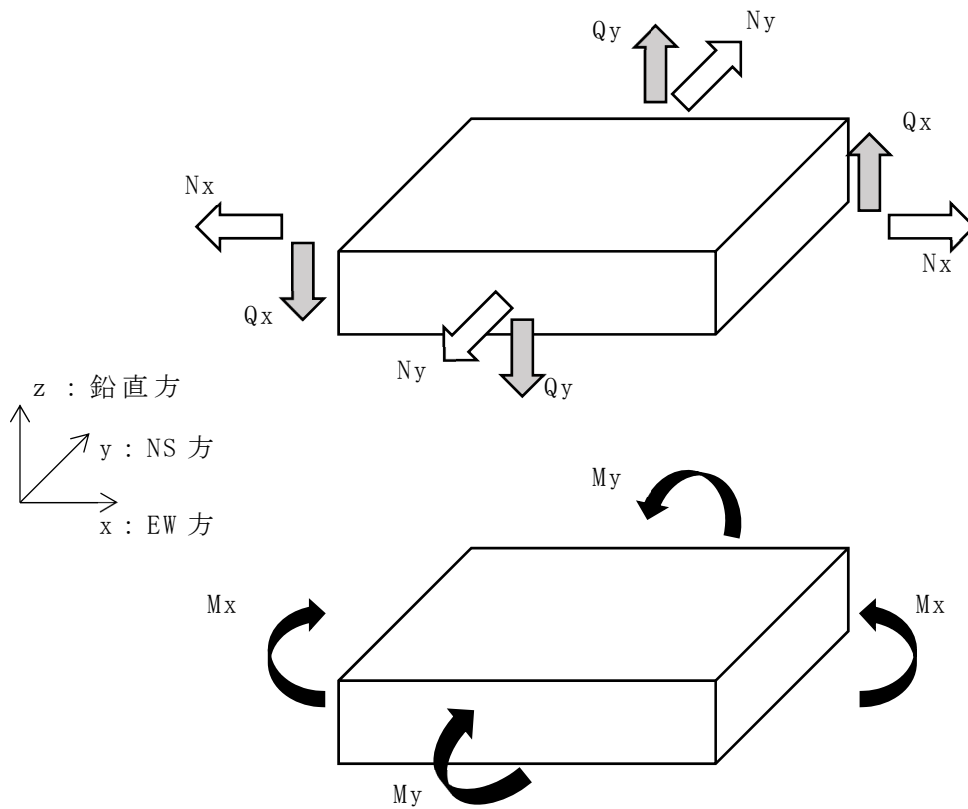
第 4-1 図 断面力ごとの検定比が最大となる要素および断面の評価結果



第 4-2 図 軸力 (N_y) (ケース 1-4) (単位 : kN/m)



第 4-3 図 曲げモーメント図 (M_y) (ケース 1-4) (単位 : kN·m/m)



N_x : x 方向の単位幅あたりの軸力
 N_y : y 軸方向の単位幅あたりの軸力
 M_x : x 軸方向の単位幅あたりの曲げモーメント
 M_y : y 軸方向の単位幅あたりの曲げモーメント
 Q_x : y - z 平面に対する単位幅あたりの面外せん断力
 Q_y : x - z 平面に対する単位幅あたりの面外せん断力

※応力記号の添え字は、地震方向を示す。(x : EW 方向, y : NS 方向, z : 鉛直方向)

第 4-4 図 応力の向きと符号

5. まとめ

基礎梁について、2章において設計の考え方について、3章において荷重の入力方法について、4章において断面の評価部位の選定について補足した。

参考資料 1

支持架構との接合部の評価について

目 次

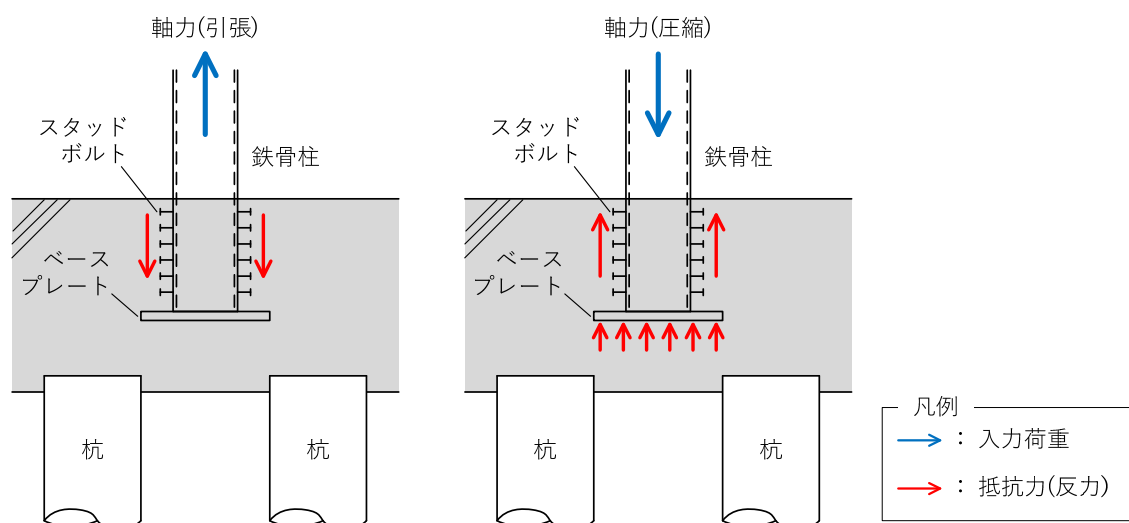
1. 荷重の伝達及び確認項目	1
1.1 支持架構から基礎梁への軸力の伝達	1
1.2 支持架構から基礎梁への水平力の伝達	3
1.2.1 確認項目	4
2 評価方法	5
2.1 埋込柱脚部材リスト及びベースプレート形状	5
2.2 評価方法	7
2.3 応力解析結果	14
2.4 評価結果	15

1. 荷重の伝達及び確認項目

1.1 支持架構から基礎梁への軸力の伝達

支持架構から基礎梁へ軸力が問題なく伝達することを確認するために、以下の検討を行う。イメージ図を第 1.1-1 図に示す。

- ・ 鉄骨柱脚に生じる軸力(引張)は、スタッドボルトを介して基礎梁コンクリートに伝達されるものとして検討を行う。
- ・ 鉄骨柱脚に生じる軸力(圧縮)は、スタッドボルト及びベースプレートを通じて基礎梁コンクリートに伝達されるものとして検討を行う。
- ・ 鉄骨柱脚で生じる軸力が、スタッドボルトのせん断耐力及びベースプレートの曲げ耐力以下であることを確認する。
- ・ S s 地震時に対する評価におけるスタッドボルト及びベースプレートの耐力は、終局時の耐力を使用する。



第 1.1-1 図 支持架構から基礎梁への軸力の伝達

鉄骨柱からの軸力に対し，コンクリート部の引抜き又は押し抜きせん断に対する評価は，以下の理由により不要である。

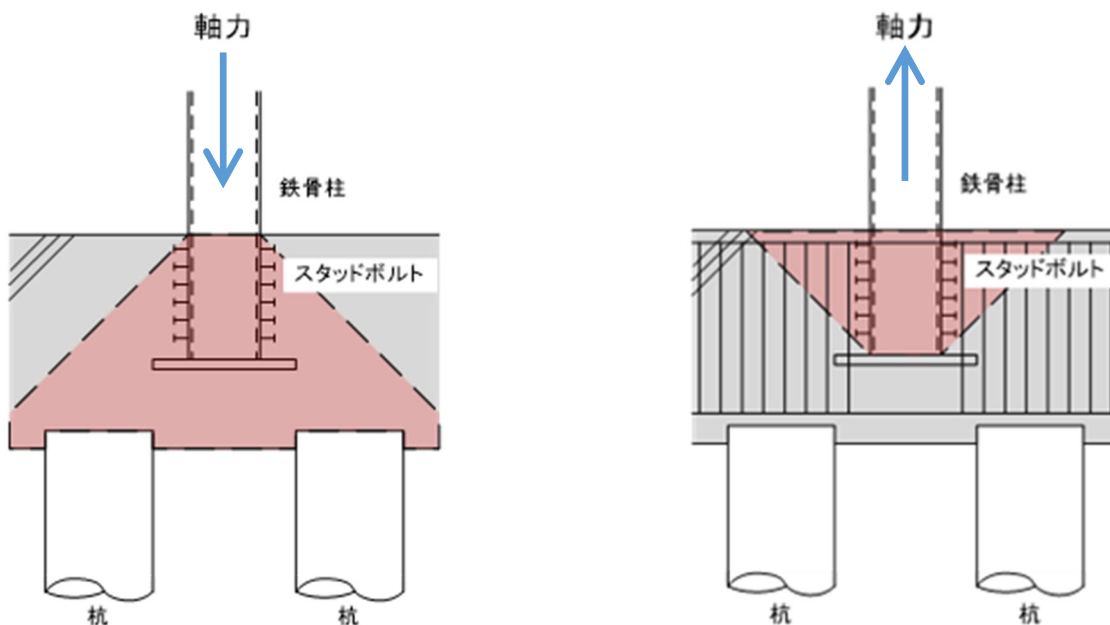
(a) 圧縮軸力について

柱から圧縮を受けた場合は45度の広がりをもって軸力が伝わるが，45度の広がり範囲の中に杭が配置されているため押し抜き破壊は生じず，杭に対して軸力が伝わる。

(b) 引張軸力について

柱に引張軸力が生じる場合は梁の上側にコンクリートのコーン状破壊が生じる。(第1.1-2図)

コーン状破壊が生じる破壊線を跨ぐように梁のあばら筋が十分にある。

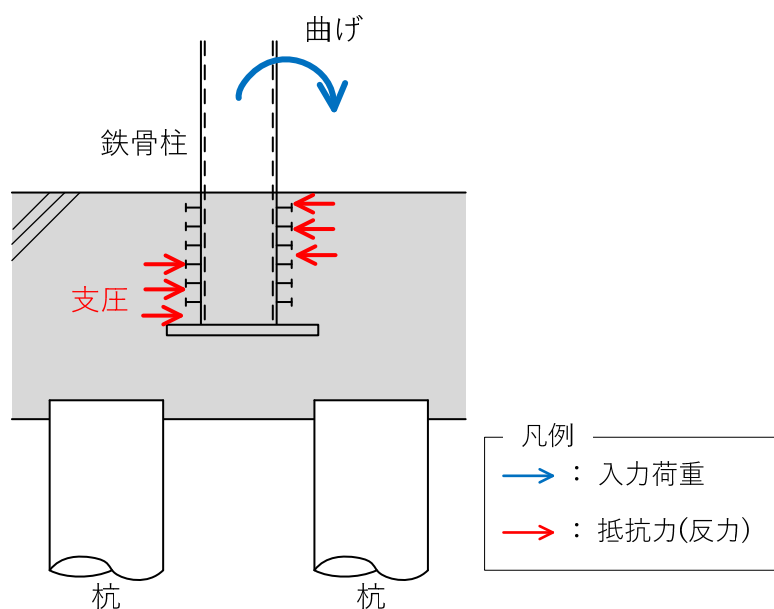


第1.1-2図 コンクリートのコーン状破壊

1.2 支持架構から基礎梁への水平力の伝達

支持架構から基礎梁へ水平力が問題なく伝達されることを確認するために、以下の検討を行う。イメージ図を第 1.2-1 図に示す。

- ・ 基礎梁コンクリートの支圧耐力が、鉄骨柱の終局時支圧を上回ることを確認する。このことより、鉄骨柱の検定比が 1.0 以下であれば、基礎梁コンクリートも 1.0 以下であると言える。
- ・ 鉄骨柱の終局時支圧は、崩壊メカニズム時を想定した数値とし、柱の全塑性曲げモーメントを用いて計算する。
- ・ 計算手法は、「建築物の構造関係技術基準解説書」に準拠する。
- ・ 水平力により鉄骨柱埋込部の側面に作用する支圧が、コンクリートの支圧耐力以下であることを確認する。



第 1.2-1 図 支持架構から基礎梁への水平力の伝達

1.2.1 確認項目

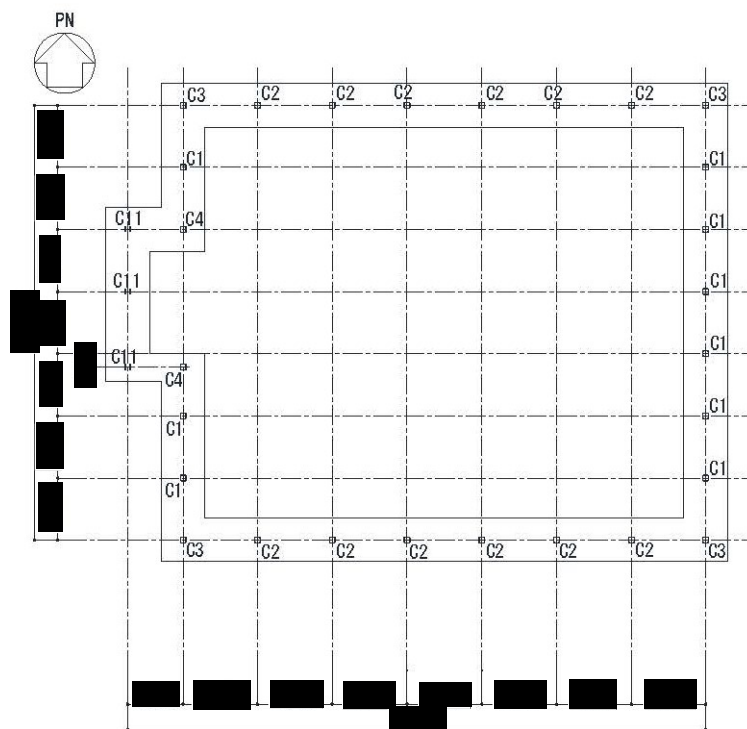
支持架構から柱脚応力が健全に基礎梁に伝達されることを確認するために、支持架構と基礎梁の接合部の評価として、支持架構の埋込柱脚部に関して以下の三つの項目について検討を行う。

- ・引張軸力に対するスタッドボルトの検討
- ・圧縮軸力に対するベースプレート及びスタッドボルトの検討
- ・水平力による支圧に対する検討

2 評価方法

2.1 埋込柱脚部材リスト及びベースプレート形状

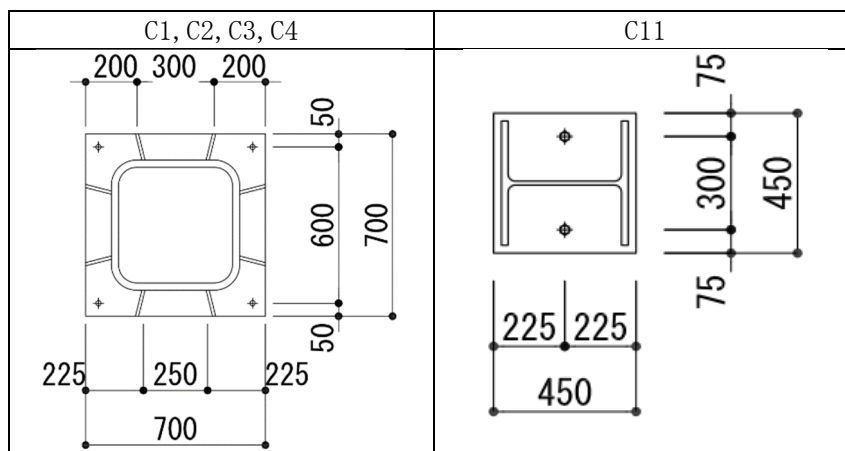
柱配置図を第 2.1-1 図に、埋込柱脚部材のリストを第 2.1-1 表に、ベースプレート形状を第 2.1-2 図に示す。



第 2.1-1 図 柱配置図 (単位 : mm)

第 2.1-1 表 柱脚部材リスト

柱符号	柱断面						基礎	ベースプレート				リブプレート			スタッド		
	形式	H (mm)	B (mm)	tw (mm)	tf (mm)	F (N/mm ²)	Fc (N/mm ²)	B (mm)	D (mm)	t (mm)	鋼種	h (mm)	t (mm)	鋼種	n	径	段数
C1	□	500	500	28	28	325	24	700	700	36	SN490B	250	12	SM490A	8	19	4
C2	□	500	500	28	28	325	24	700	700	40	SN490B	250	12	SM490A	8	19	6
C3	□	500	500	28	28	325	24	700	700	45	TMCP325B	250	19	SM490A	8	22	6
C4	□	500	500	28	28	325	24	700	700	36	SN490B	250	12	SM490A	8	19	4
C11	H	400	400	13	21	325	24	450	450	25	SN490B	-	-	-	4	19	5



第 2.1-2 図 ベースプレート形状図 (単位 : mm)

2.2 評価方法

(1) 引張軸力に対するスタッドボルトの検討

埋込柱脚部に生じる引張軸力は、スタッドボルトを介して基礎梁コンクリートに伝達されるものとして検討を行う。

引張軸力に対する各柱のスタッドボルトの耐力の検定は、「各種合成構造設計指針・同解説」に基づき、設計用軸力をスタッドボルトのせん断耐力で除することで、健全性を確認する。S s 地震時に対する評価は、許容限界として終局時の許容耐力を用いる。

(2) 圧縮軸力に対するベースプレート及びスタッドボルトの検討

埋込柱脚部に生じる圧縮軸力は、スタッドボルト及びベースプレートを介して基礎梁コンクリートに伝達されるものとして検討を行う。

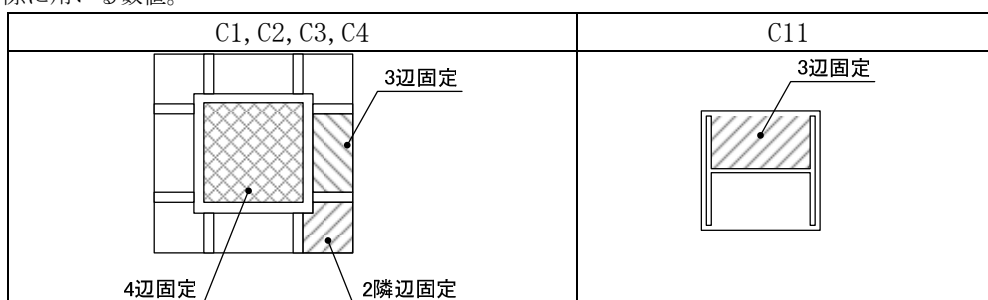
圧縮軸力に対するベースプレート及びスタッドボルトの耐力の検定は、設計用軸力をスタッドボルトのせん断耐力及びベースプレートの耐力の合計値で除することで、健全性を確認する。

各柱のスタッドボルトの耐力は、「(1) 引張軸力に対するスタッドボルトの設計」と同様に「各種合成構造設計指針・同解説」に基づき算定する。ベースプレートの耐力は第2.2-1表に示す。

第 2.2-1 表 ベースプレート耐力

		C1	C2	C3	C4	C11
部 材 諸 元	平面寸法 (mm)	700×700	700×700	700×700	700×700	450×450
	厚さ (mm)	36	40	45	36	25
	断面係数 Z (mm ³)	216	267	338	216	104
	許容応力度 σ_y (N/mm ²)	358	358	358	358	358
2 隣 辺 固 定	短辺寸法 L_x (mm)	195	195	195	195	—
	長辺寸法 L_y (mm)	195	195	195	195	—
	L_y / L_x	1.00	1.00	1.00	1.00	—
	係数 α_2	0.29	0.29	0.29	0.29	—
	許容面圧 P_2 (N/mm ²)	7.0	8.6	10.9	7.0	—
3 辺 固 定	短辺寸法 L_x (mm)	100	100	100	100	200
	長辺寸法 L_y (mm)	295	295	295	295	400
	L_y / L_x	3.00	3.00	3.00	3.00	2.00
	係数 α_3	0.39	0.39	0.39	0.39	0.28
	許容面圧 P_3 (N/mm ²)	19.8	24.4	30.9	19.8	3.3
4 辺 固 定	短辺寸法 L_x (mm)	444	444	444	444	—
	長辺寸法 L_y (mm)	444	444	444	444	—
	係数 α_4	0.052	0.052	0.052	0.052	—
	許容面圧 P_4 (N/mm ²)	7.5	9.3	11.8	7.5	—
集 計	最小許容面圧 (N/mm ²)	7.0	8.6	10.9	7.0	3.3
	許容軸力 (kN)	3431	4236	5361	3431	673

注) 係数 α は、長方形スラブにおいて等分布荷重(w)に対する曲げモーメント($M=\alpha \cdot w \cdot Lx^2$)を算定する際に用いる数値。



(3) 水平力に対する検討

水平力に対する検討は、「建築物の構造関係技術基準解説書」の「付録 1-2.6」の埋込型柱脚の設計の考え方に従い、柱脚の終局曲げ耐力が柱の終局曲げ耐力よりも大きくなることを確認する。

検討は、柱を以下の 3 つに分類して実施する。

- (a) 中柱
- (b) 側柱
- (c) はしあきの大きい側柱

上記分類のうち、(a) 中柱、(b) 側柱については「建築物の構造関係技術基準解説書」の各々の検討方法に従うこととする。

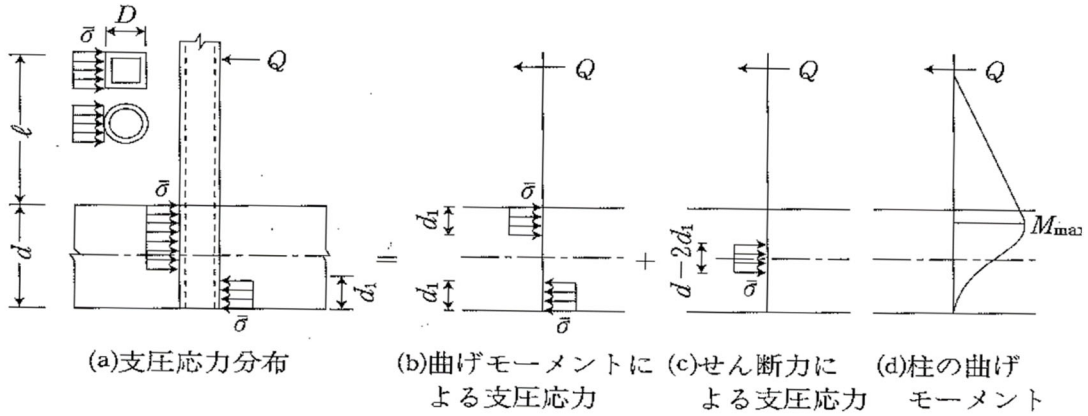
(c) はしあきの大きい側柱については、柱脚の状況が中柱に近くなることから、まずは中柱とみなしてコンクリートの支圧耐力を検討し、その後、その支圧力に縁あき部分のコンクリートのパンチング耐力が抵抗できることを確認する。

パンチング耐力が小さい場合、鉄筋による引抜抵抗を考慮する。

検討は、鉄骨柱内に中詰コンクリート無しとして行う。

(a) 中柱の検討

中柱の検討方法は、「建築物の構造関係技術基準解説書」の中柱柱脚終局耐力の検討方法に従い以下の通りとする。



$$\bar{\sigma} = \frac{Q_{pc}}{D \cdot d} \left\{ \left(\frac{2\ell}{d} + 1 \right) + \sqrt{\left(\frac{2\ell}{d} + 1 \right)^2 + 1} \right\}$$

M_{pc} : 軸力を考慮した柱の終局曲げ耐力 (kNm)。

ここでは安全側に、軸力が0であるときの数値とする。

Q_{pc} : 柱のせん断力 = M_{pc} / l

ℓ : 全体骨組の崩壊機構での基礎コンクリート上端から反曲点までの高さ (mm)

D : 鋼管径 (mm)

d : 柱の埋め込み深さ (mm)

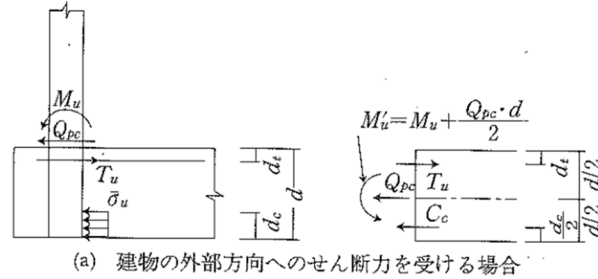
支圧応力度 $(\bar{\sigma})$ の検討として、次式を確認する。 $\bar{\sigma} < 2/3 \cdot F_c$

$\bar{\sigma}$: 支圧応力度 (N/mm²)

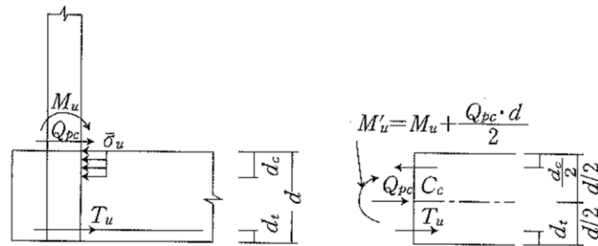
F_c : コンクリート強度 (N/mm²)

(b) 側柱の検討

側柱の検討方法は、「建築物の構造関係技術基準解説書」の側柱柱脚終局耐力の検討方法に従い以下の通りとする。



(a) 建物の外部方向へのせん断力を受ける場合



(b) 建物の内部方向へのせん断力を受ける場合

$$M'_u = T_u \left(\frac{d}{2} - d_t \right) + C_c \left(\frac{d}{2} - \frac{d_c}{2} \right)$$

ここで、 T_u ：補強筋の引張降伏耐力（ $= a_t \cdot \sigma_y$ ）（N）

a_t ：補強筋の断面積の和（ mm^2 ）

σ_y ：補強筋の降伏点（ N/mm^2 ）

d_t ：補強筋の重心位置から基礎コンクリート端部までの距離（mm）

C_c ：基礎コンクリートの終局支圧耐力（N）で、下記による。

- ・建物の外部方向へのせん断力を受ける場合

$$C_c = T_u - Q_{pc} \quad \dots (a)$$

- ・建物の内部方向へのせん断力を受ける場合

$$C_c = T_u + Q_{pc} \quad \dots (b)$$

d_c ：コンクリートの支圧抵抗深さ $\{= C_c / (\bar{\sigma}_u D)\}$ （mm）

$\bar{\sigma}_u$ ：基礎コンクリートの終局支圧強度（ N/mm^2 ）

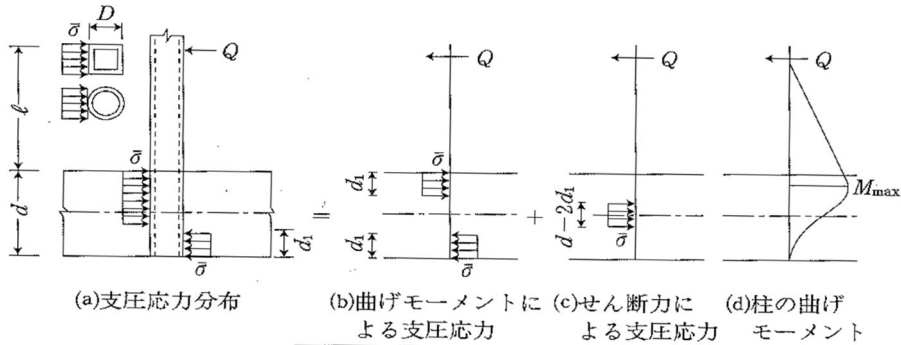
なお、 M'_u は補強筋の引張降伏から決まる終局曲げ耐力であり、コンクリートの終局支圧強度 $\bar{\sigma}_u$ としては、中柱柱脚と同様に鋼管壁の局所的な面外変形に対する補剛の有無により F_c か、 $(2/3)F_c$ を選ぶことにする。

F_c ：コンクリート強度（ N/mm^2 ）

(c) はしあきの大きい側柱の検討

側柱のうちコンクリートのかぶりが必要な箇所（はしあきの大きい側柱）については、まず中柱と同様に検討を行い、そこで得られた支圧応力度に対して、基礎梁のはしあき部分が抵抗できることを確認する。検討方法を以下に示す。

STEP1) 支圧応力度の検定および支圧応力の算出



$$\bar{\sigma} = \frac{Q_{pc}}{D \cdot d} \left\{ \left(\frac{2l}{d} + 1 \right) + \sqrt{\left(\frac{2l}{d} + 1 \right)^2 + 1} \right\}$$

M_{pc} : 軸力を考慮した柱の終局曲げ耐力 (kNm) : ここでは安全側に、軸力が0であるときの数値と

Q_{pc} : 柱のせん断力 = M_{pc}/l

l : 全体骨組の崩壊機構での基礎コンクリート上端から反曲点までの高さ (mm)

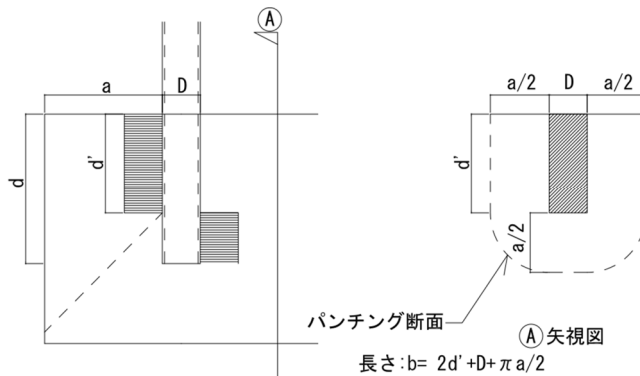
D : 鋼管径 (mm)

d : 柱の埋め込み深さ (mm)

支圧応力度(σ) の検討として、次式を確認する。 $\bar{\sigma} < 2/3 \cdot F_c$

$P(\sigma)$: 支圧応力で、 $\bar{\sigma} \cdot d'$ で求める。 d' は、上図(b)より力のつり合いから求める。

STEP2) パンチング耐力の検討



Q_a : パンチング耐力 = $1.5 \cdot f_s \cdot b \cdot j$ 、(ここで $j = (a - 100\text{mm}) \times 7/8$ とする。)

STEP3) 支圧応力と、パンチング耐力の比較

支圧応力: $P(\sigma)$ と、パンチング耐力 Q_a を比較する。

F_c : コンクリート強度 (N/mm²)

2.3 応力解析結果

支持架構の応力解析（S s ばらつき+風）結果の柱脚応力の最大値を第 2.3-1 表に示す。埋込柱脚部の評価で支持架構の柱脚反力を用いる場合は、この値を用いる。

第 2.3-1 表 応力解析(S s ばらつき+風)柱脚部応力の最大値

要素	断面	部材種類	引張軸力 (kN)	圧縮軸力 (kN)	せん断-y (kN)	せん断-z (kN)	曲げ-y (kN*m)	曲げ-z (kN*m)
101	105	C3	3761.22	-4588.20	318.39	1723.95	1264.57	1225.22
102	102	C2	1016.23	-2418.95	2236.26	177.72	1160.99	1231.78
103	102	C2	1524.26	-3063.62	271.03	211.79	1305.12	1080.61
104	102	C2	910.17	-2645.87	245.59	212.67	1315.90	1006.99
105	102	C2	993.73	-2854.93	2176.20	209.87	1306.15	1084.41
106	102	C2	1521.94	-3074.19	297.45	212.66	1306.68	1148.82
107	102	C2	1069.60	-2525.10	2260.09	180.16	1165.94	1292.77
108	105	C3	3743.68	-4649.40	340.64	1706.10	1211.70	1282.64
109	101	C1	257.09	-1185.71	160.70	392.11	1354.11	1055.41
110	101	C1	263.27	-1199.46	160.81	371.82	1296.49	1051.77
111	101	C1	823.74	-2090.27	54.10	1820.03	1442.90	716.63
112	101	C1	1282.54	-2571.90	175.56	1788.07	1366.09	1131.15
113	111	C11	1005.66	-1266.93	899.27	113.44	306.63	79.81
114	106	C4	348.46	-2362.50	233.32	440.54	1465.34	311.72
115	101	C1	249.29	-1503.41	172.90	394.51	1371.39	1120.23
116	111	C11	118.93	-408.05	106.64	103.25	271.71	198.99
117	101	C1	243.20	-1519.50	173.02	392.75	1368.60	1120.79
118	111	C11	985.83	-1226.42	869.50	114.31	308.33	79.18
119	106	C4	1368.86	-3348.56	234.50	1821.47	1437.36	320.55
120	101	C1	1298.64	-2573.82	175.61	1786.49	1363.85	1130.76
121	101	C1	249.53	-1212.11	79.57	395.63	1359.17	757.46
122	101	C1	262.79	-1195.51	160.35	370.01	1293.80	1049.19
123	105	C3	3767.71	-4586.82	317.33	1728.12	1270.78	1221.14
124	102	C2	1015.01	-2445.56	2234.32	176.99	1153.97	1225.36
125	102	C2	1531.71	-3078.26	269.02	210.89	1298.67	1073.71
126	102	C2	907.58	-2642.68	243.34	212.03	1310.90	999.43
127	102	C2	990.76	-2852.72	2173.68	209.28	1301.76	1076.12
128	102	C2	1525.49	-3064.49	294.64	210.72	1298.39	1139.71
129	102	C2	1057.85	-2455.16	2256.78	175.64	1150.62	1282.47
130	105	C3	3767.34	-4601.16	337.52	1703.64	1206.18	1272.56

柱部材別の最大値(絶対値)

	引張軸力 [kN]	圧縮軸力 [kN]	せん断-y [kN]	せん断-z [kN]	曲げ-y [kNm]	曲げ-z [kNm]
C1	1299	2574	176	1821	1443	1132
C2	1532	3079	2261	213	1316	1293
C3	3768	4650	341	1729	1271	1283
C4	1369	3349	235	1822	1466	321
C11	1006	1267	900	115	309	199

C2

① 設計応力 : $T = 1532 \text{ kN}$

② 仕様

スタッド : $8 - \phi 19 \times 6$ 段 $a = 284 \text{ mm}^2/\text{本}$
(1本あたり断面積)

コンクリート : $F_c = 24 \text{ N/mm}^2$ $E_c = 22669 \text{ N/mm}^2$
(コンクリートヤング係数)

③ 算定結果

評価区分 : 終局

$$q_s = \frac{3}{3} \times 0.5 \times a \times \sqrt{F_c \times E_c}$$

(スタッド耐力) (軸断面積) (但し $\sqrt{F_c \times E_c}$ は、490以上880以下)

$$\sqrt{F_c \times E_c} = \sqrt{24 \times 22669} = 738 \rightarrow 738$$

$$q_s = \frac{3}{3} \times \frac{0.5 \times 284 \times 8 \times 6 \times 738}{10^3} = 5027 \text{ kN}$$

$$\frac{T}{q_s} = \frac{1532}{5027} = 0.30 < 1.00 \text{ OK}$$

C3

① 設計応力 : $T = 3768 \text{ kN}$

② 仕様

スタッド : $8 - \phi 22 \times 6$ 段 $a = 380 \text{ mm}^2/\text{本}$
(1本あたり断面積)

コンクリート : $F_c = 24 \text{ N/mm}^2$ $E_c = 22669 \text{ N/mm}^2$
(コンクリートヤング係数)

③ 算定結果

評価区分 : 終局

$$q_s = \frac{3}{3} \times 0.5 \times a \times \sqrt{F_c \times E_c}$$

(スタッド耐力) (軸断面積) (但し $\sqrt{F_c \times E_c}$ は、490以上880以下)

$$\sqrt{F_c \times E_c} = \sqrt{24 \times 22669} = 738 \rightarrow 738$$

$$q_s = \frac{3}{3} \times \frac{0.5 \times 380 \times 8 \times 6 \times 738}{10^3} = 6726 \text{ kN}$$

$$\frac{T}{q_s} = \frac{3768}{6726} = 0.56 < 1.00 \text{ OK}$$

C4

① 設計応力 : $T = 1369 \text{ kN}$

② 仕様

スタッド : $8 - \phi 19 \times 4$ 段 $a = 284 \text{ mm}^2/\text{本}$
(1本あたり断面積)

コンクリート : $F_c = 24 \text{ N/mm}^2$ $E_c = 22669 \text{ N/mm}^2$
(コンクリートヤング係数)

③ 算定結果

評価区分 : 終局

$$q_s = \frac{3}{3} \times 0.5 \times a \times \sqrt{F_c \times E_c}$$

(スタッド耐力) (軸断面積) (但し $\sqrt{F_c \times E_c}$ は、490以上880以下)

$$\sqrt{F_c \times E_c} = \sqrt{24 \times 22669} = 738 \rightarrow 738$$

$$q_s = \frac{3}{3} \times \frac{0.5 \times 284 \times 8 \times 4 \times 738}{10^3} = 3351 \text{ kN}$$

$$\frac{T}{q_s} = \frac{1369}{3351} = 0.41 < 1.00 \text{ OK}$$

C11

① 設計応力 : $T = 1006 \text{ kN}$

② 仕様

スタッド : $4 - \phi 19 \times 5$ 段 $a = 284 \text{ mm}^2/\text{本}$
(1本あたり断面積)

コンクリート : $F_c = 24 \text{ N/mm}^2$ $E_c = 22669 \text{ N/mm}^2$
(コンクリートヤング係数)

③ 算定結果

評価区分 : 終局

$$q_s = \frac{3}{3} \times 0.5 \times a \times \sqrt{F_c \times E_c}$$

(スタッド耐力) (軸断面積) (但し $\sqrt{F_c \times E_c}$ は、490以上880以下)

$$\sqrt{F_c \times E_c} = \sqrt{24 \times 22669} = 738 \rightarrow 738$$

$$q_s = \frac{3}{3} \times \frac{0.5 \times 284 \times 4 \times 5 \times 738}{10^3} = 2094 \text{ kN}$$

$$\frac{T}{q_s} = \frac{1006}{2094} = 0.48 < 1.00 \text{ OK}$$

(2) 圧縮軸力に対するベースプレート及びスタッドボルトの検討

圧縮軸力に対するベースプレート及びスタッドボルトの評価結果を第2.4-1表に示す。
評価の結果、地震時埋込柱脚部に生じる圧縮軸力を基礎梁に伝達する際にベースプレート及びスタッドボルトが健全であることを確認した。

第2.4-1表 圧縮軸力に対する検定

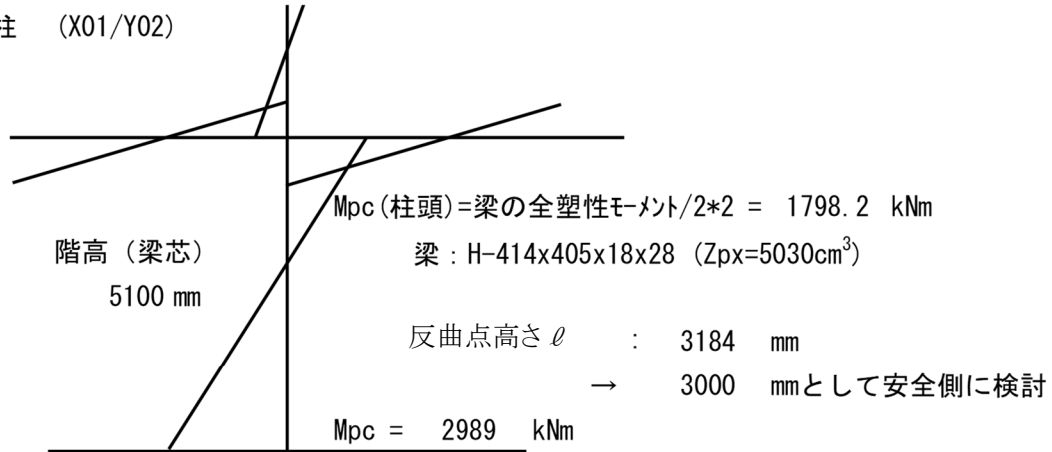
符号	許容軸力 (kN)			発生軸力 (kN)	検定比	判定
	スタッドボルト	ベースプレート	合計			
C1	3351	3431	6782	2574	0.38	OK
C2	5027	4236	9263	3079	0.34	OK
C3	6726	5361	12087	4650	0.39	OK
C4	3351	3431	6782	3349	0.50	OK
C11	2094	673	2767	1267	0.46	OK

(3) 水平力に対する検討

水平力に対する検討結果を以下に示す。評価の結果、地震時埋込柱脚部に生じる圧縮軸力を基礎梁に伝達する際にベースプレート及びスタッドボルトが健全であることを確認した。

(a) 中柱の検討

・ C1柱 (X01/Y02)



■ 柱断面

柱符号	形状	H (mm)	B (mm)	tw (mm)	tf (mm)	Zpx (cm ³)	A (cm ²)	F (N/mm ²)
C1	□	500	500	28	28	8360	488	325

■ 構造緒元

Fc (N/mm ²)	D (mm)	ℓ (mm)	d (mm)
24	500	3000	2000

■ 支圧応力度の検定

M_{pc} (kNm)	$Q_{pc} = M_{pc}/l$ (kN)	$\bar{\sigma}$ (N/mm ²)	$2/3F_c$ (N/mm ²)	検定値 $\frac{\bar{\sigma}}{2/3F_c}$	支圧判定 ≤ 1.0
2989	996	8.1	16	0.51	OK

M_{pc} : 柱の終局耐力 (保守的に柱軸力は0とする)

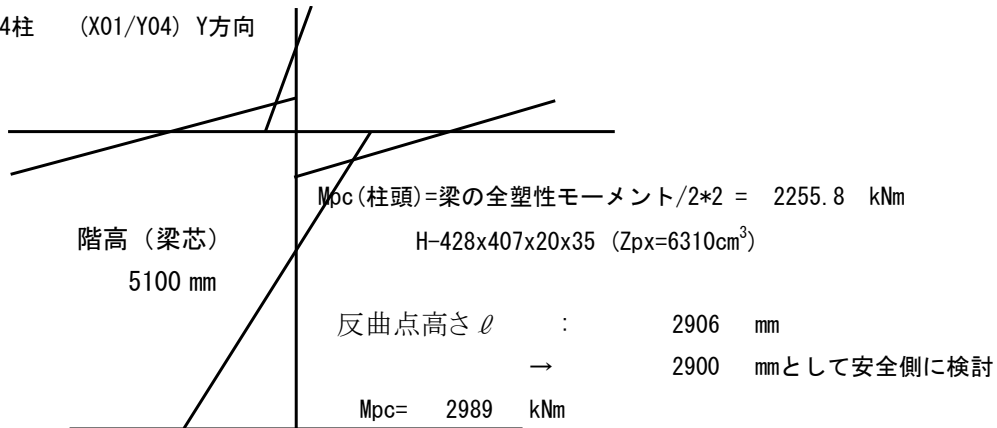
$$M_{pc} = 1.1 Z_{px} * F$$

$\bar{\sigma}$: 支圧応力度

$$\bar{\sigma} = \frac{Q_{pc}}{D \cdot d} \left\{ \left(\frac{2\ell}{d} + 1 \right) + \sqrt{\left(\frac{2\ell}{d} + 1 \right)^2 + 1} \right\}$$

(b) 側柱の検討

・ C4柱 (X01/Y04) Y方向



■ 柱断面

柱符号	形状	H (mm)	B (mm)	tw (mm)	tf (mm)	Zpx (cm ³)	A (cm ²)	F (N/mm ²)
C4	□	500	500	28	28	8360	488	325

■ 構造緒元

Fc (N/mm ²)	ℓ (mm)	d (mm)
24	2900	2000

■ 荷重方向 (a)

・ 上端補強筋緒元

上端補強筋		Fy	dt	at
n	径	(N/mm ²)	(mm)	(mm ²)
10	D32	345	510	7940

Fy: 鉄筋の許容耐力

・ 補強筋耐力の確認

Tu (kN)	Cc=Tu-Qpc (kN)	Mpc (kNm)	Qpc (kN)	$\bar{\sigma}_u$ (N/mm ²)	dc (mm)	Mu' (kNm)	検定値 Mpc/Mu'	判定
3013	1983	2989	1031	16	248	3213	0.94	OK

$$\bar{\sigma}_u = 2/3 F_c$$

荷重方向 (b)

・ 下端補強筋緒元

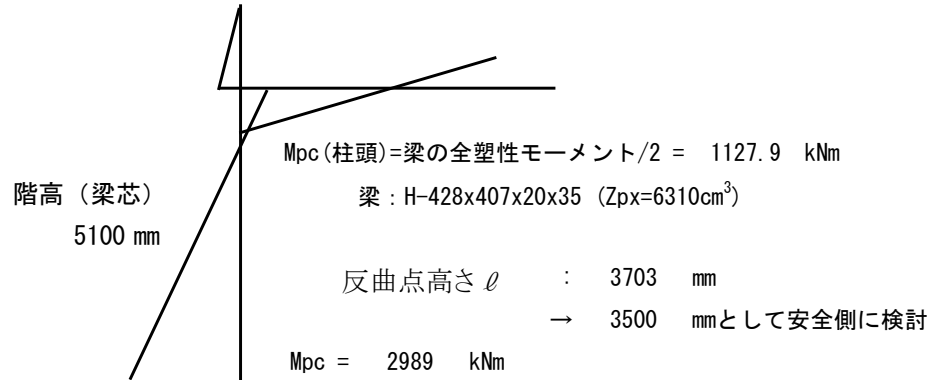
下端補強筋		Fy	dt	at
n	径	(N/mm ²)	(mm)	(mm ²)
6	D32	345	200	4764

・ 補強筋耐力の確認

Tu (kN)	Cc=Tu+Qpc (kN)	Mpc (kNm)	Qpc (kN)	$\bar{\sigma}_u$ (N/mm ²)	dc (mm)	Mu' (kNm)	検定値 Mpc/Mu'	判定
1808	2839	2989	1031	16	355	3781	0.80	OK

(c) はしあきの大きい側柱の検討

・ C3柱 (X01/Y01)



■ 柱断面

柱符号	形状	H (mm)	B (mm)	tw (mm)	tf (mm)	Zpx (cm ³)	A (cm ²)	F (N/mm ²)
C3	□	500	500	28	28	8360	488	325

■ 構造緒元

Fc (N/mm ²)	D (mm)	ℓ (mm)	d (mm)
24	500	3500	2000

■ STEP1 (支圧応力度の検定および支圧応力の算出)

Mpc (kNm)	Qpc= Mpc/l (kN)	$\bar{\sigma}$ (N/mm ²)	2/3Fc (N/mm ²)	検定値 $\frac{\bar{\sigma}}{2/3Fc}$	支圧 判定 ≤ 1.0	d' (mm)	P(σ) (kN)	$\bar{\sigma}$: 支圧応力度 P(σ) : 支圧応力 P(σ) = $\bar{\sigma} * d'$
2989	854	7.8	16	0.49	OK	1481	5761	

■ STEP2 (縁あきコンクリートのパンチング耐力の検討)

a (mm)	b (mm)	j (mm)	fs (N/mm ²)	Pa (kN)
1550	5897	1269	1.09	12233

a: はしあき寸法

b: パンチング断面周長

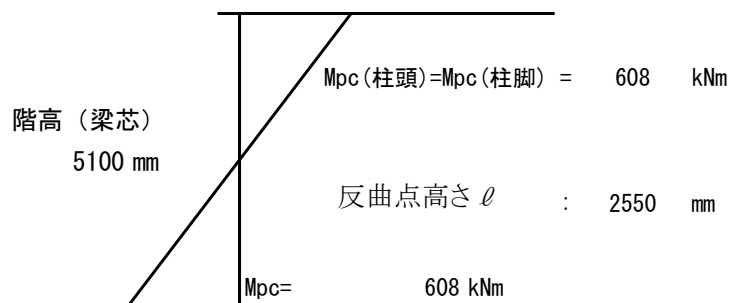
fs: コンクリート短期せん断許容応力度

Pa: 短期パンチング耐力

■ STEP3: 支圧応力と、パンチング耐力の比較

P(σ) (kN)	Pa (kN)	$\frac{P(\sigma)}{Pa}$	判定 ≤ 1.0
5761	12233	0.48	O.K.

・ C11柱 (X00/Y04)



■ 柱断面

柱符号	形状	H (mm)	B (mm)	tw (mm)	tf (mm)	Zpy (cm ³)	A (cm ²)	F (N/mm ²)
C11	H	400	400	13	21	1700	218.7	325

■ 構造緒元

Fc (N/mm ²)	D (mm)	ℓ (mm)	d (mm)
24	400	2550	1200

■ STEP1 (支圧応力度の検定および支圧応力の算出)

Mpc (kNm)	$Q_{pc} = M_{pc}/l$ (kN)	$\bar{\sigma}$ (N/mm ²)	2/3Fc (N/mm ²)	検定値 $\frac{\bar{\sigma}}{2/3Fc}$	支圧 判定 ≤ 1.0	d' (mm)	P(σ) (kN)	$\bar{\sigma}$: 支圧応力度 P(σ) : 支圧応力 P(σ) = $\bar{\sigma} * d'$
608	238	5.3	16	0.33	OK	867	1824	

■ STEP2 (縁あきコンクリートのパンチング耐力の検討)

a (mm)	b (mm)	j (mm)	fs (N/mm ²)	Pa (kN)
1000	3704	788	1.09	4770

a: はしあき寸法

b: パンチング断面周長

fs: コンクリート短期せん断許容応力度

Pa: 短期パンチング耐力

■ STEP3: 支圧応力と、パンチング耐力の比較

P(σ) (kN)	Pa (kN)	$\frac{P(\sigma)}{Pa}$	判定 ≤ 1.0
1824	4770	0.38	O.K.

参考資料 2

杭との接合部の評価について

目 次

1. 荷重の伝達及び確認項目	1
2. 評価方法	3
3. 評価結果	10

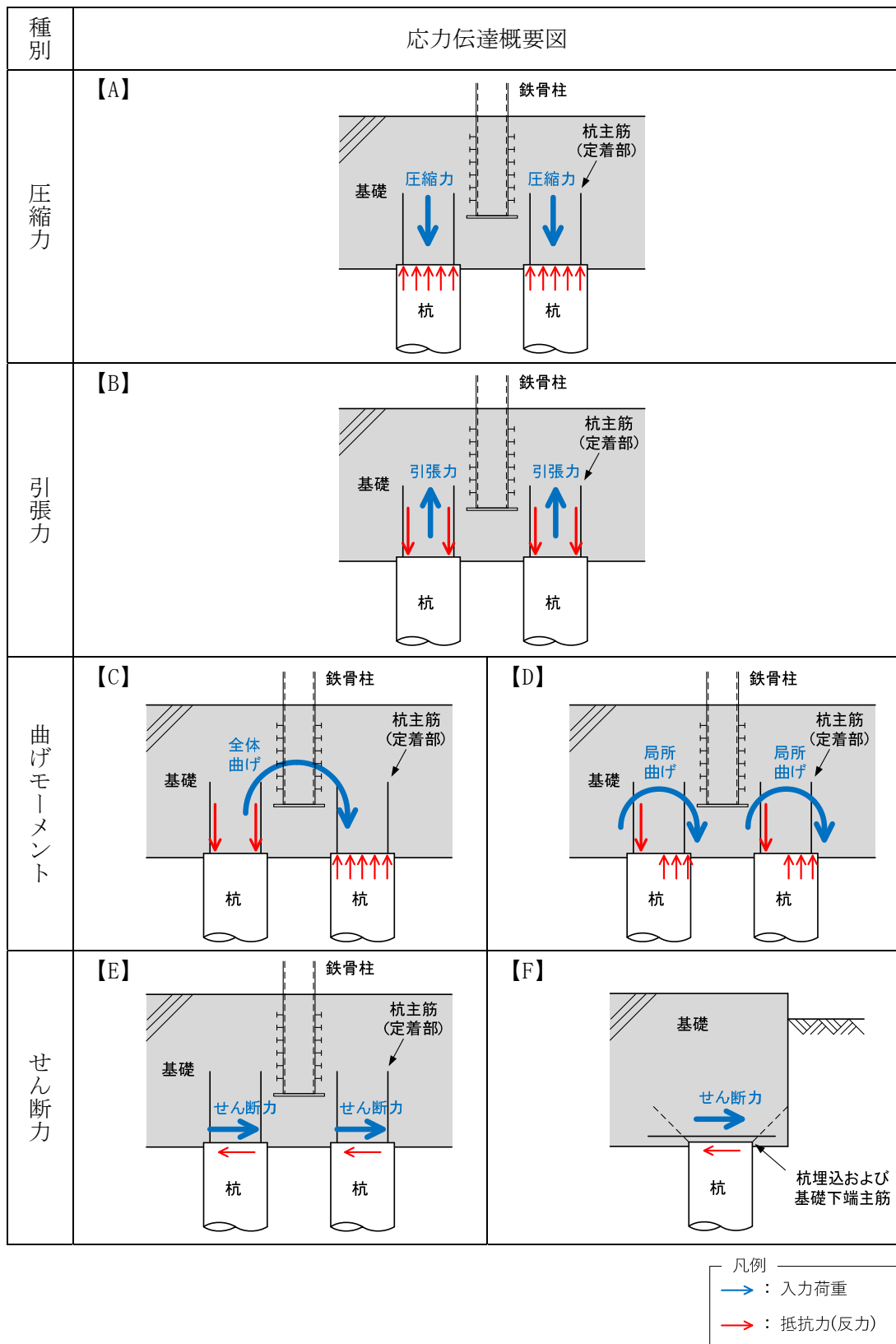
1. 荷重の伝達及び確認項目

基礎梁から杭への応力伝達については、以下のように考える。

- ・ 基礎梁から杭に伝達する圧縮力は、杭のコンクリート断面で負担する(第 1-1 図【A】参照)。
- ・ 基礎梁から杭に伝達する引張力は、杭の主筋で負担する(第 1-1 図【B】参照)。
- ・ 基礎梁の曲げモーメントは、中立軸を境に圧縮力/引張力に分かれて杭に伝達する(第 1-1 図【C】及び【D】参照)。
- ・ 引張力を負担する杭の主筋は、基礎梁に必要長さを確保して定着させることで、応力伝達する(第 1-1 図【C】及び【D】参照)。
- ・ 基礎梁のせん断力は、基礎梁のコンクリートが目荒らした杭頂部に打設されること、杭主筋の定着により杭と基礎梁が一体であると考えられることから、杭に伝達される(第 1-1 図【E】参照)。
- ・ 杭頭接合部での水平力による支圧及び押し抜きせん断力によるパンチングは、杭頭接合部の支圧耐力、押し抜きせん断耐力で負担する(第 1-1 図【F】参照)。

杭に伝達した応力に対して、基礎梁の評価として以下の検討を行う。

- ・ 基礎梁の鉛直押し抜きせん断の評価
- ・ 基礎梁の水平力に対する評価 (支圧, 押し抜きせん断)



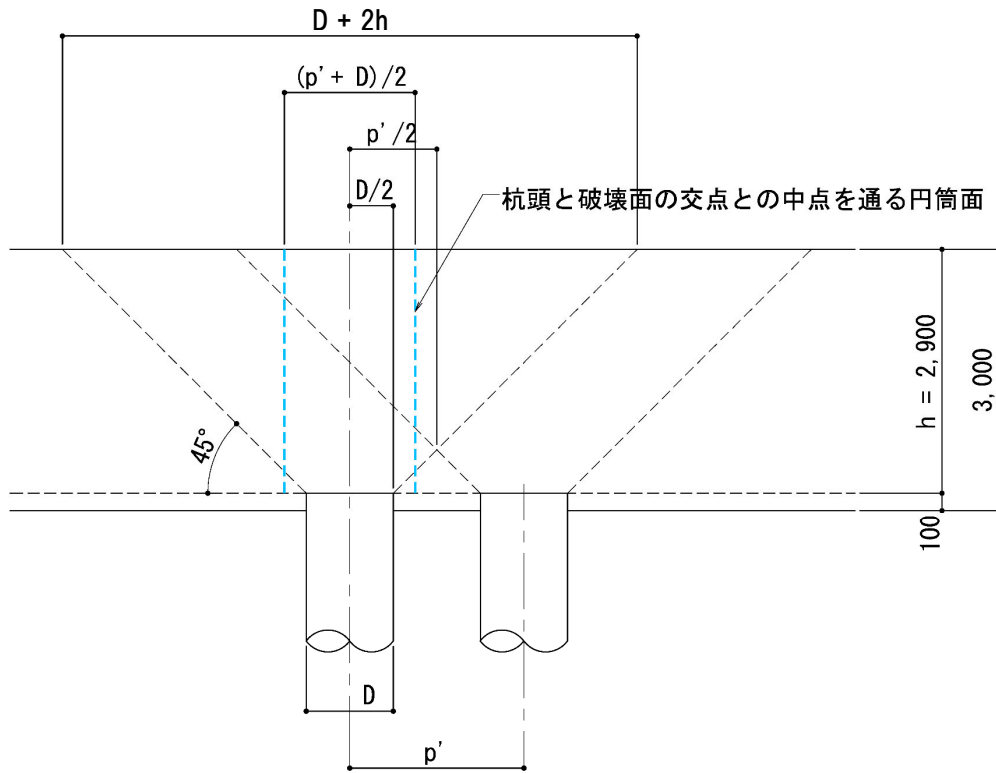
第 1-1 図 基礎梁から杭への応力伝達

2. 評価方法

(1) 基礎梁の鉛直押し抜きせん断の評価

飛来物防護ネット架構の基礎梁の健全性を確認するために、S s地震時に杭に作用する鉛直支持力を用い、基礎梁の鉛直押し抜きせん断に対する評価を実施する。

第2-1図に杭頭部構造図を示す。S s地震時に杭に作用する第2-1表の荷重に対して、「RC規準」に基づき、隣接する杭の影響を考慮した鉛直押し抜きせん断に対する評価を実施する。



第2-1図 杭頭部構造図

第 2-1 表 杭頭より基礎梁に作用する設計用荷重

検討部位(杭名称)	鉛直力(押し抜き) P (kN)
P1, P1A	1959
P2	3422

基礎梁コンクリートの鉛直押し抜きせん断応力度(τ_v)の評価は、隣接する杭の影響を考慮して、第2-1図の図中水色の破線部の耐力で抵抗するものとし、下式により行う。

$$\tau_v = P/(b'_0 \cdot h) \leq \tau_a$$

$$b'_0 = \pi \times \frac{p' + D}{2}$$

ここで、

P : 鉛直押し抜きせん断力 (N)

b'_0 : 杭頭と破壊面の交点との中点を通る円筒面の周長

p' : 隣接する杭との中心間距離 (P1 (P1A) : 2000mm, P2 : 3000mm)

D : 杭径 (P1 (P1A) : 1000mm, P2 : 1500mm)

h : 鉛直方向の押し抜きせん断に抵抗する基礎梁の有効厚さ
(2900mm)

τ_a : 許容押し抜きせん断応力度=1.09N/mm²

但し、はしあきが小さいP2については、第2-2図に示すとおり有効領域を考慮し以下のとおりとする。

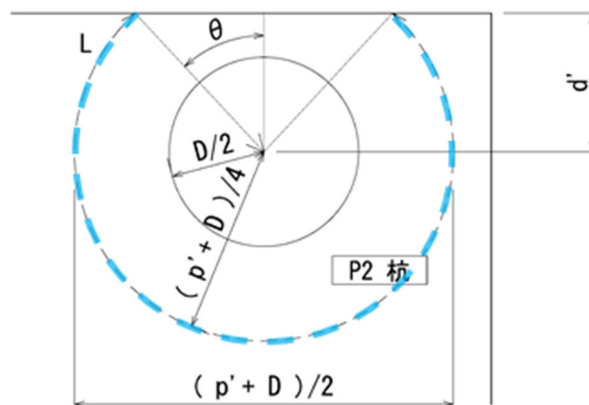
$$\tau_v = P/(L \cdot h) \leq \tau_a$$

ここで、

$$d' = 1100\text{mm}$$

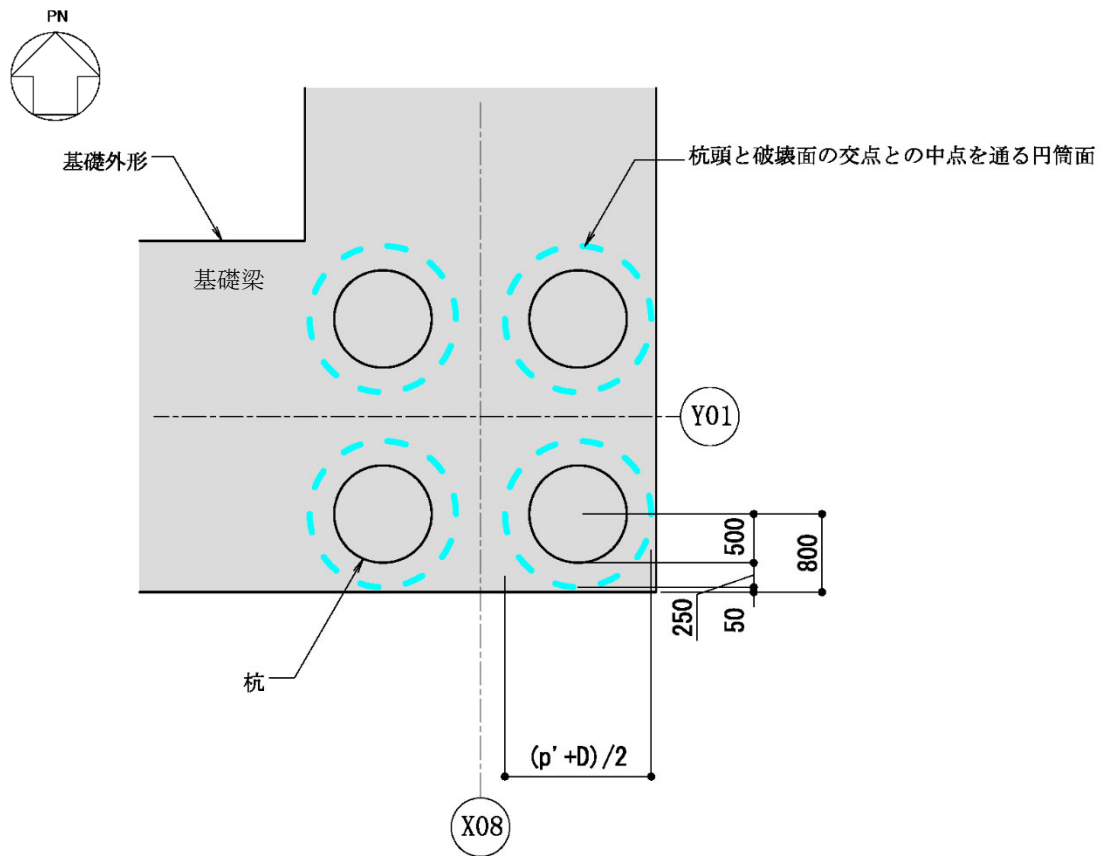
$$L = \pi \times (p' + D)/2 \times (1 - \theta/\pi)$$

$$\theta = \cos^{-1} \left(\frac{d'}{(p' + D)/4} \right) = 12.1^\circ$$



第2-2図 はしあきが小さいP2における有効領域

P1 及び P1A は、第 2-3 図に示すように耐力を想定する円筒面の位置が、はしあき位置よりも内側であることから、P2 のような有効領域の低減は不要である。

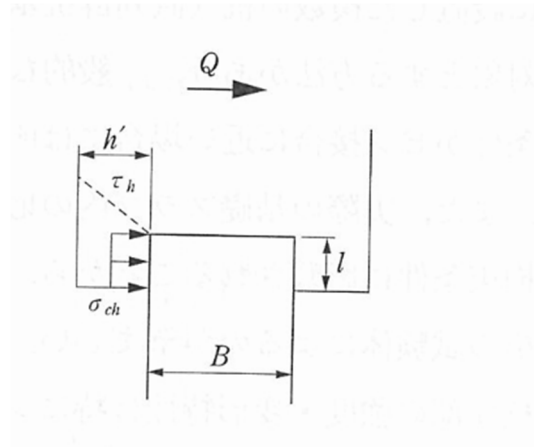


第 2-3 図 隅角部 P1 のはしあきと円筒面の関係

(2) 基礎梁の水平力に対する評価

飛来物防護ネット架構の基礎梁の健全性を確認するために、S s 地震時に杭頭に作用する水平方向のせん断力を用い、杭頭接合部での水平力による支圧及び押し抜きせん断に対する評価を実施する。

第 2-4 図に杭頭接合部の水平力に対する評価イメージ図を示す。S s 地震時に杭に作用する第 2-2 表の荷重に対して、「基礎指針」に基づき、杭頭接合部での水平力による支圧及び押し抜きせん断に対する評価を実施する。



第 2-4 図 杭頭接合部の水平力に対する評価イメージ図

第 2-2 表 杭頭より基礎梁に作用する設計用荷重

検討部位(杭名称)	水平力(せん断) Q (kN)
P1, P1A	540
P2	1730

(a) 支圧の評価

基礎梁コンクリートの水平力による支圧応力度(σ_{ch})の評価は、第 2-4 図の杭体埋込部のコンクリート耐力で抵抗するものとし、下式により行う。

$$\sigma_{ch} = Q/(Bl) \leq \sigma_{ca}$$

ここで、

Q : 水平せん断力 (N)

B : 杭径 (P1 (P1A) : 1000mm, P2 : 1500mm)

l : 水平方向の押し抜きせん断に抵抗する基礎梁への有効埋込長さ (100mm)

σ_{ca} : 許容圧縮応力度=24N/mm²

(b) 押し抜きせん断の評価

基礎梁コンクリートの水平力による押し抜きせん断応力度(τ_h)の評価は、第 2-4 図の破線の耐力で抵抗するものとし、下式により行う。なお、基礎梁のコンクリートだけでは、発生せん断力に対して許容値を満足しない場合は、基礎梁における下端主筋の引張耐力でせん断力を負担するものとし、発生せん断力が許容引張力以下であることの確認を行う。

$$\tau_h = Q / \{h' (2l + B + 2h')\} \leq \tau_a$$

ここで、

Q : 水平せん断力 (N)

h' : はしあき (P1 (P1A) : 300mm, P2 : 350mm)

B : 杭径 (P1 (P1A) : 1000mm, P2 : 1500mm)

l : 水平方向の押し抜きせん断に抵抗する基礎梁への有効埋込長さ (100mm)

τ_a : 許容せん断応力度=1.09N/mm²

3. 評価結果

(1) 基礎梁の鉛直押し抜きせん断の評価結果

基礎梁の鉛直押し抜きせん断に対する評価結果を第3-1表に示す。

評価の結果、鉛直押し抜きせん断に対して基礎梁が健全であることを確認した。

第3-1表 鉛直押し抜きせん断に対する評価結果

検討部位 (杭名称)	鉛直 押し抜き力 P (kN)	押し抜き せん断応力度 τ_v (N/mm ²)	許容 応力度 τ_a (N/mm ²)	検定比 τ_v / τ_a
P1, P1A	1959	0.144	1.09	0.14
P2	3422	0.179	1.09	0.17

(2) 基礎梁の水平力に対する評価結果

(a) 支圧の評価結果

支圧の評価結果を第 3-2 表に示す。評価の結果、支圧に対して基礎梁が健全であることを確認した。

第 3-2 表 水平力による支圧の評価

検討部位 (杭名称)	水平 せん断力 Q (kN)	水平 支圧応力度 σ_{ch} (N/mm ²)	許容 応力度 σ_{ca} (N/mm ²)	検定比 $\sigma_{ch} / \sigma_{ca}$
P1, P1A	540	5.4	24	0.23
P2	1730	11.5	24	0.49

(b) 押し抜きせん断の評価結果

押し抜きせん断の評価結果を第 3-3 表に示す。評価の結果、押し抜きせん断に対して基礎梁が健全であることを確認した。

第 3-3 表 水平押し抜きせん断に対する評価(コンクリート)

検討部位 (杭名称)	水平 せん断力 Q (kN)	押し抜き せん断応力度 τ_h (N/mm ²)	許容 応力度 τ_a (N/mm ²)	検定比 τ_h / τ_a
P1, P1A	540	1.00	1.09	0.92
P2	1730	2.06	1.09	1.89 [*]

(基礎梁下端主筋^{*})

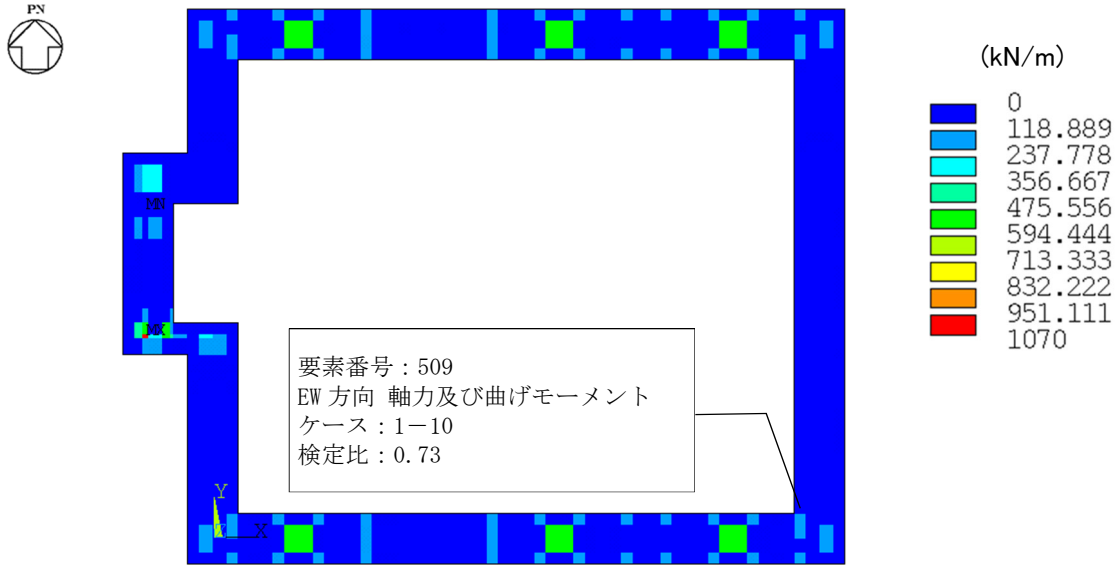
検討部位 (杭名称)	水平 せん断力 Q (kN)	基礎梁 下端主筋		鋼材の許容 応力度 F _y	配筋量 a _t	許容 引張力 T(F _y ×a _t)	検定比 Q/T
		N	径	(N/mm ²)	(mm ²)	(kN)	
P2	1730	12	D32	345	9528	3287	0.53

※：P2 は、基礎梁コンクリートだけでは、発生せん断力に対して許容値を満足しない
為、基礎梁における下端主筋の引張耐力による確認を実施

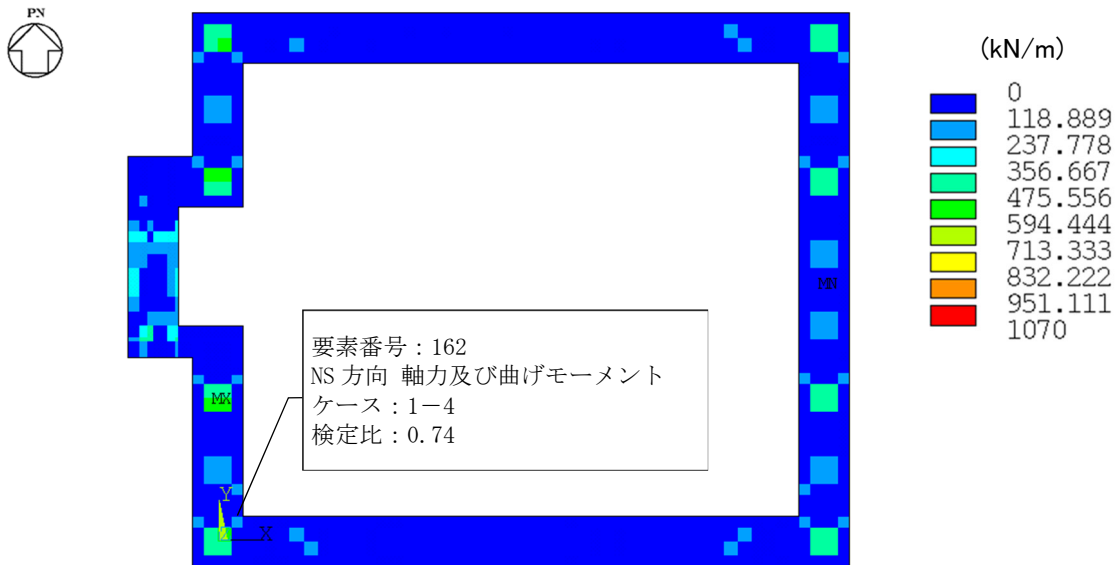
参考資料 3

全ケース包絡の断面力コンター

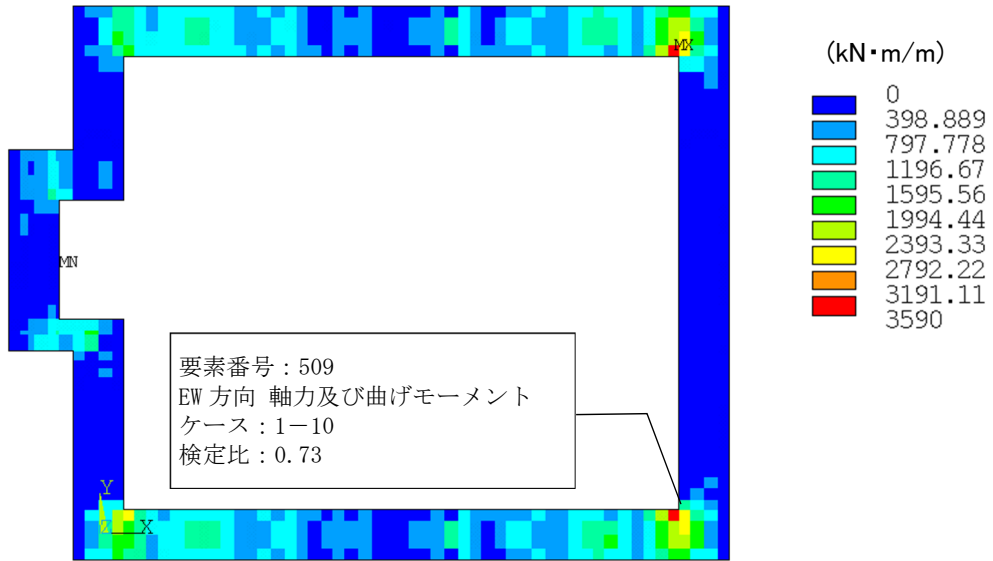
断面の評価に関して、各応力の最大包絡値及び最大検定比を示す要素を第1図～第6図に示す。



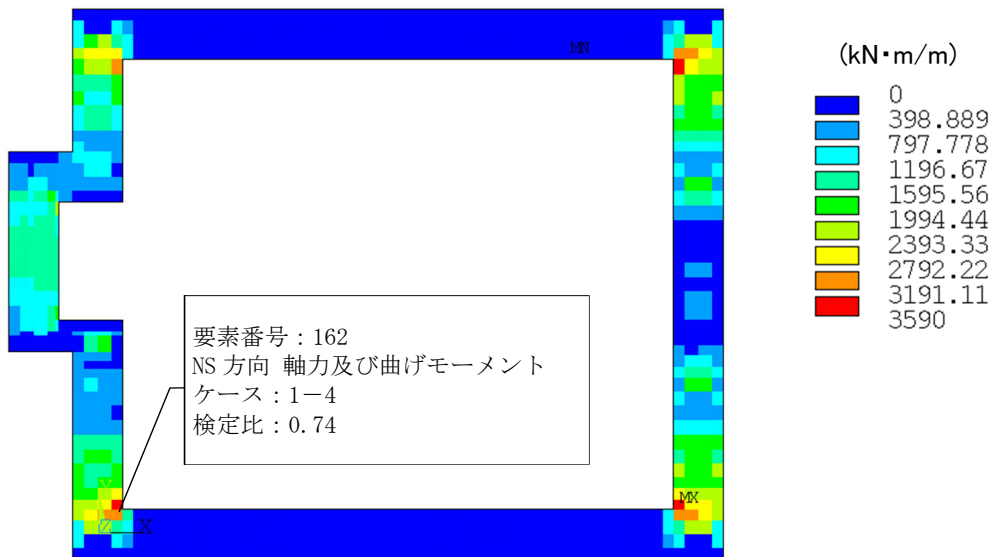
第1図 軸力図 (包絡 N_x)



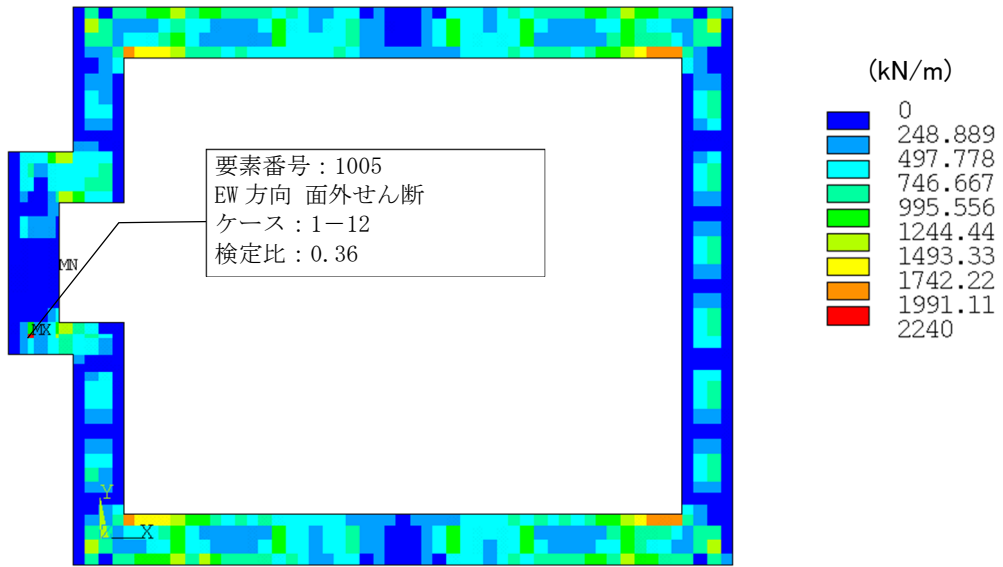
第2図 軸力図 (包絡 N_y)



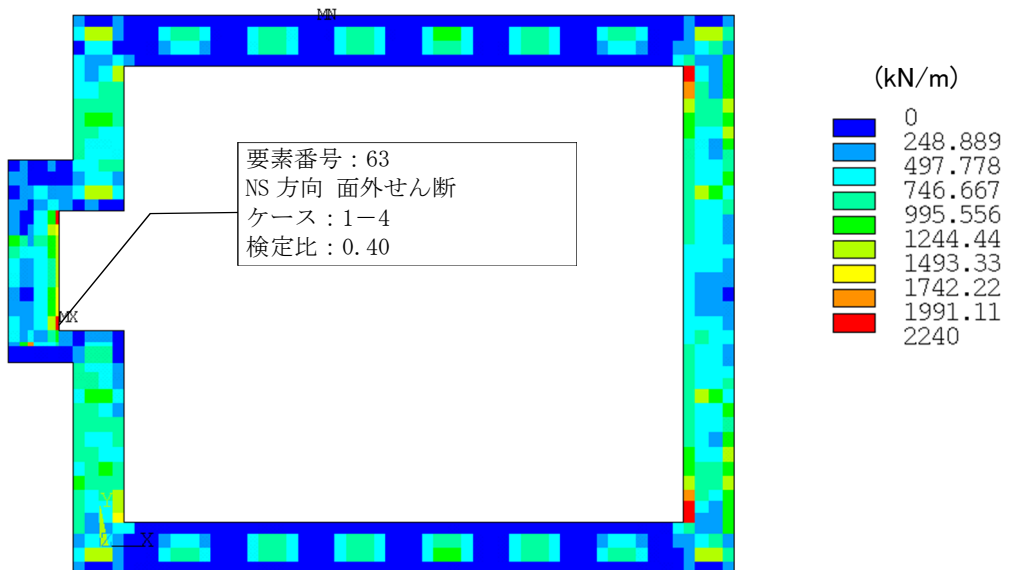
第3図 曲げモーメント図 (包絡 Mx)



第4図 曲げモーメント図 (包絡 My)



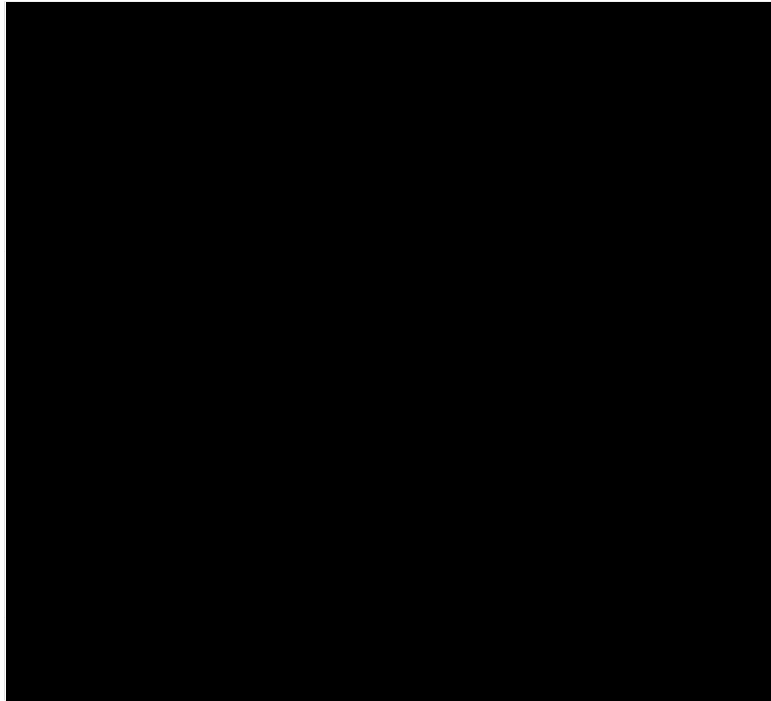
第 5 図 面外せん断力図 (包絡 Q_x)



第 6 図 面外せん断力図 (包絡 Q_y)

参考資料 4

基礎梁の図面集



基礎伏図 (見下げ)

基礎梁リスト コンクリート Fc24 鉄筋 F0945

符号	FG1・FG11	
位置	棟部分	中島部
断面		
	上梁筋 24-D32 下梁筋 30-D32 引抜き筋 12-D32 引抜き筋 10-D25	24-D32 30-D32 12-D32 10-D25
符号	FG2	
断面		
	上梁筋 18-D25 下梁筋 16-D25 引抜き筋 018-D25 引抜き筋 16-D25	

特記なき限り、数値はmmとする。

別添6

杭の耐震評価について

目 次

1. 概要	1
2. 設計の考え方	2
2.1 杭の総本数の設定	4
2.2 柱1箇所あたりの杭本数	5
3. 応力の算定方法	6
3.1 地盤から作用する地震荷重	8
3.2 支持架構及び基礎梁から作用する地震荷重	9
3.3 支持架構及び基礎梁から作用する風荷重	10
3.4 支持架構及び基礎梁から作用する荷重	11
4. 断面の評価部位の選定	13
4.1 断面の評価結果	15
4.2 支持力及び引抜力に対する評価結果	19
5. まとめ	22

参考資料 1 検証用モデルとの比較

参考資料 2 杭の図面集

1. 概要

本資料は、以下に示す資料における杭の耐震評価について補足説明するものである。
「資料2 飛来物防護ネット（再処理設備本体用 安全冷却水系冷却塔B）の耐震性についての計算書」

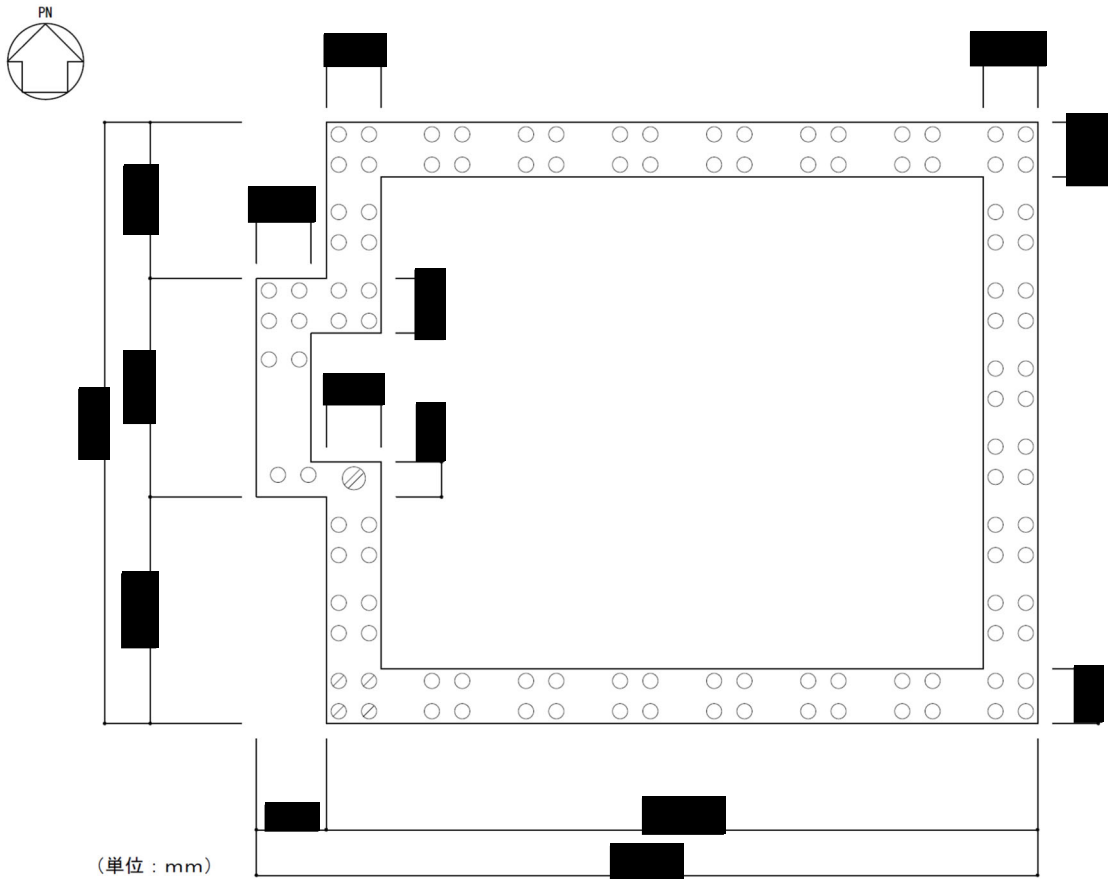
2. 設計の考え方

場所打ちコンクリート杭で杭直径 1.0m×112 本及び杭直径 1.5m×1 本の全 113 本にて支持され、杭長 16.8m 及び 17.8m の杭は、支持岩盤に打ち込み岩着させる。また、杭周辺の表層地盤は、基礎梁下位置から支持岩盤までの範囲に地盤改良を実施し、改良地盤を構築している。

第 2-1 図に杭の平面配置図を、第 2-1 表に杭リストを示す。杭は平面形状がロ字型をした基礎梁を支持しており、支持層である岩盤に設置されている。

杭の設計方針について、以下に示す。

- a. 杭の設計では、以下の 3 項目に対して評価し、健全性を確認する必要がある。1 項目でも健全性が確認できない場合、杭の支持機能は確保できない。
 - (a) RC の杭体に生じる応力が、終局強度以下であること。
 - (b) 杭に生じる圧縮軸力が、地盤の終局鉛直支持力以下であること。
 - (c) 杭に生じる引張軸力が、地盤の終局引抜き抵抗力以下であること。
- b. 杭は地震応答解析の改良地盤と同一変形すると仮定して設計する。



第 2-1 図 杭の平面配置図

第 2-1 表 杭リスト

記号	符号	杭径 (mm)	杭長	本数
○	P1	φ 1000	16.8m	108
⊘	P1A	φ 1000	17.8m	4
⊘	P2	φ 1500	16.8m	1
合計				113

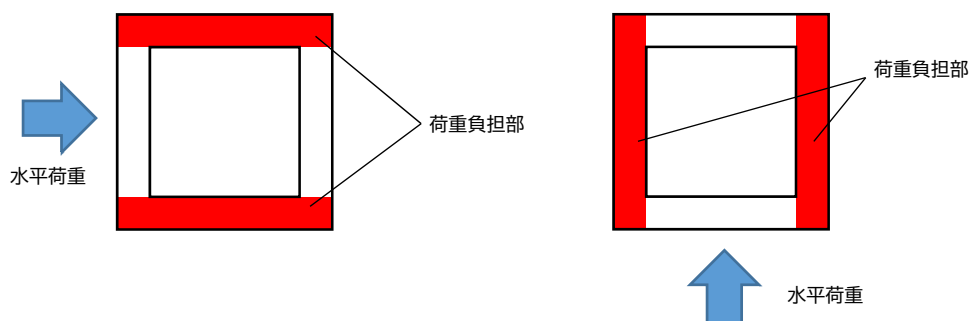
2.1 杭の総本数の設定

杭の総本数は、支持架構の剛性が水平荷重に平行な構面に偏っているため、水平荷重に平行な基礎梁に配置される杭本数で設定する。

飛来物防護ネット架構の水平荷重を負担する杭位置の平面イメージを第 2.1-1 図に示す。

基礎梁を強固な計画としているため、水平荷重に平行な構面から作用する荷重はそのまま杭まで力が伝達される。

そこで、基本計画時は水平荷重に平行な基礎梁に設置される杭で水平荷重を全て負担するとして、総杭本数を計画した。具体的には第 2.1-1 図の青矢印の水平荷重に対して赤部分の杭本数で満足する計画とする。



第 2.1-1 図 水平荷重を負担する杭位置の平面イメージ

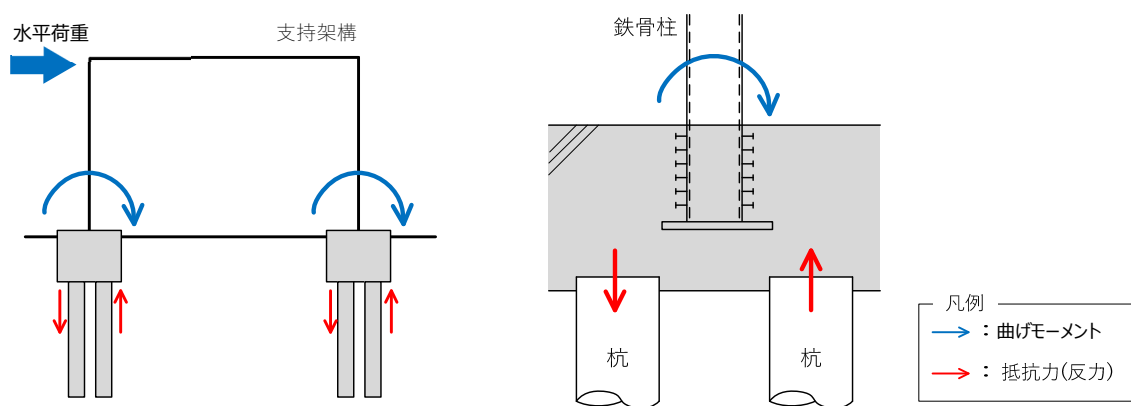
2.2 柱1箇所あたりの杭本数

支持架構の柱1箇所あたりの杭本数は、水平荷重に直交する構面の柱から伝達される荷重を基に計画した。

水平荷重に直交する構面の杭は、支持架構の柱に発生する構面に直行する方向の曲げモーメントを負担する。水平荷重に平行な部位は基礎梁があるため、曲げに対して強固であるが、直交する側についてはより注意する必要がある。柱の曲げモーメントをスムーズに地盤に伝達するため、第2.2-1図に示すように複数本の杭の偶力によって、曲げに抵抗することとした。

そのため、柱1箇所あたりの杭の大きさは直径1m程度とし、杭を柱中心から離れた位置に偶数本配置する計画とした。

第2.1-1図の赤部分に必要な杭の本数を柱本数で除した結果、柱1箇所あたりの杭の必要本数は3.4本となったため、柱1箇所あたりの杭の本数は4本として計画した。



第2.2-1図 水平荷重に直交する構面の曲げモーメントの伝達

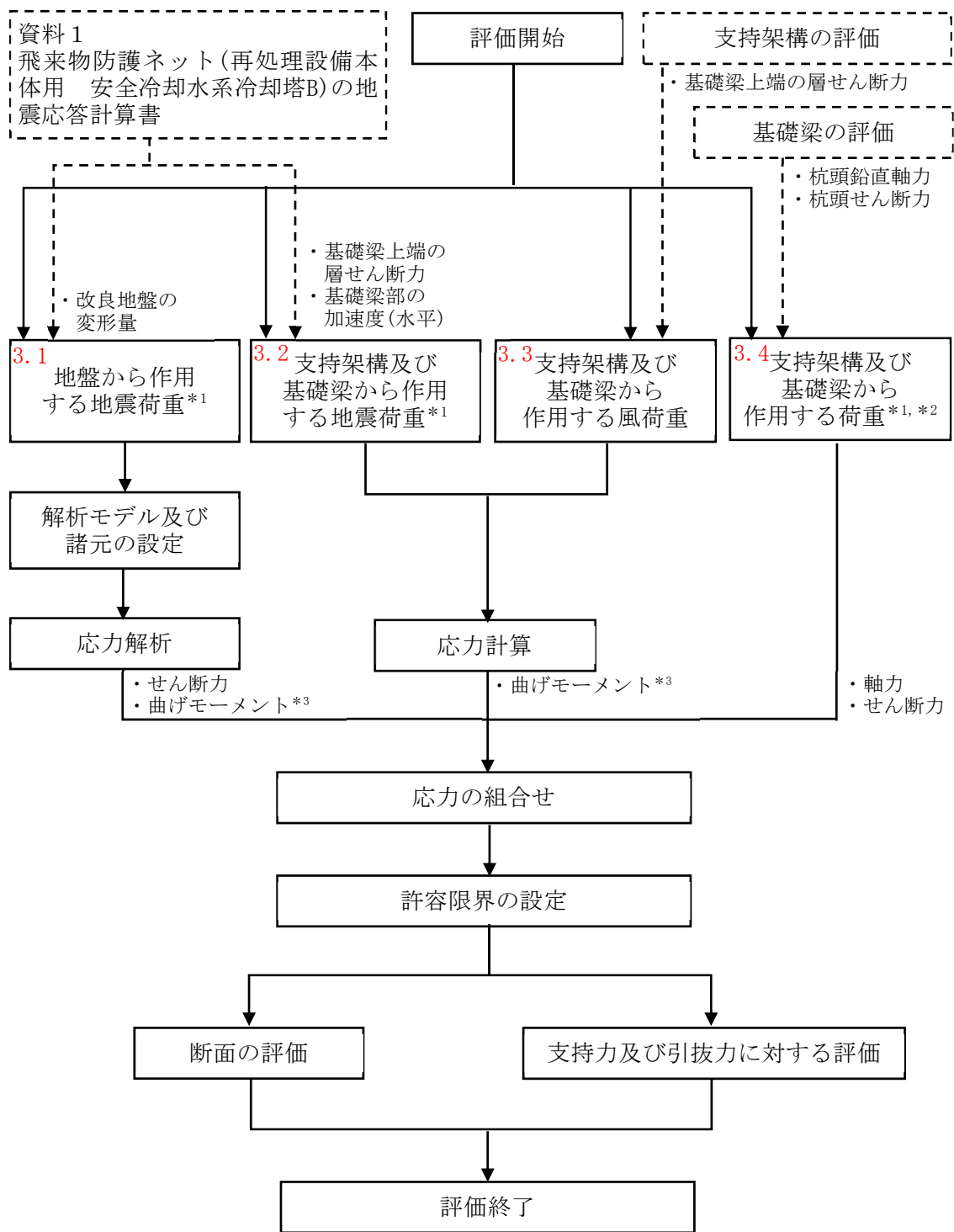
3. 応力の算定方法

杭の耐震評価における応力の算定方法を説明する。

杭の耐震評価フローを第 3-1 図に示す。

杭の耐震評価は、地盤から作用する地震荷重，支持架構及び基礎梁から作用する地震荷重，支持架構及び基礎梁から作用する風荷重並びに支持架構及び基礎梁から作用する荷重による応力を組み合わせて実施する。

応力の算定方法として、地盤から作用する地震荷重について 3.1，支持架構及び基礎梁から作用する地震荷重について 3.2，支持架構及び基礎梁から作用する風荷重について 3.3，支持架構及び基礎梁から作用する荷重について 3.4 で詳細を説明する。



注記 *1: 地盤物性のばらつきを考慮する。
 *2: 固定荷重, 積雪荷重, 地震荷重及び風荷重を含む。
 *3: これらの曲げモーメントのうち杭頭の曲げモーメントを基礎梁の評価における「杭頭曲げモーメント」に用いる。

第3-1図 杭の耐震評価フロー

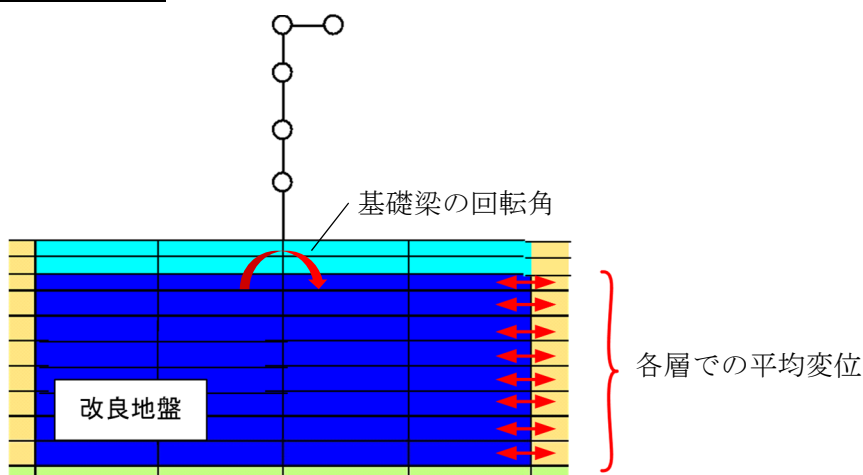
3.1 地盤から作用する地震荷重

地盤から作用する地震荷重による応力(曲げモーメント及びせん断力)は、応力解析により算定する。

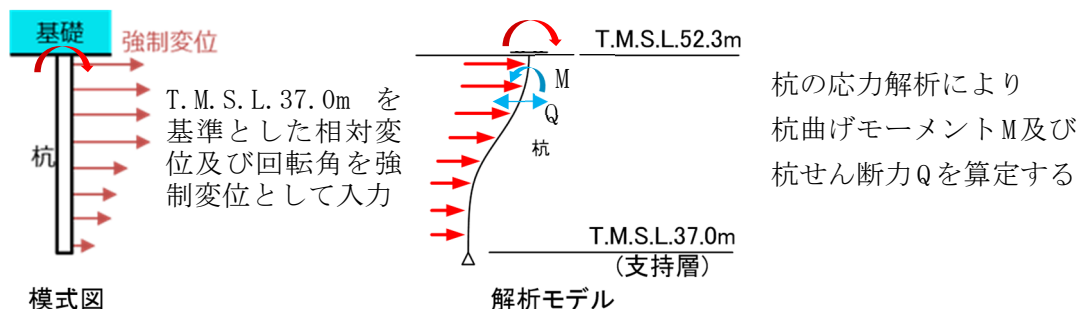
応力解析は、梁要素と地盤ばねによるモデルを用いた応答変位法による応力解析を実施する。

応力解析モデルには、地震応答解析における改良地盤の変形量を強制変位として入力する。この際、応力解析モデルに入力する変形量は、地震応答解析モデルにおける杭位置に相当する改良地盤の各層での平均変位及び基礎梁の回転角を用いる。また、応力解析においては、杭は改良地盤の変形に対して地盤ばねを介して追従変形すると仮定する。地盤から作用する地震荷重による応力の算定方法を第 3. 1-1 図に示す。

地震応答解析



杭の応力解析



第 3. 1-1 図 地盤から作用する地震荷重による応力の算定方法

3.2 支持架構及び基礎梁から作用する地震荷重

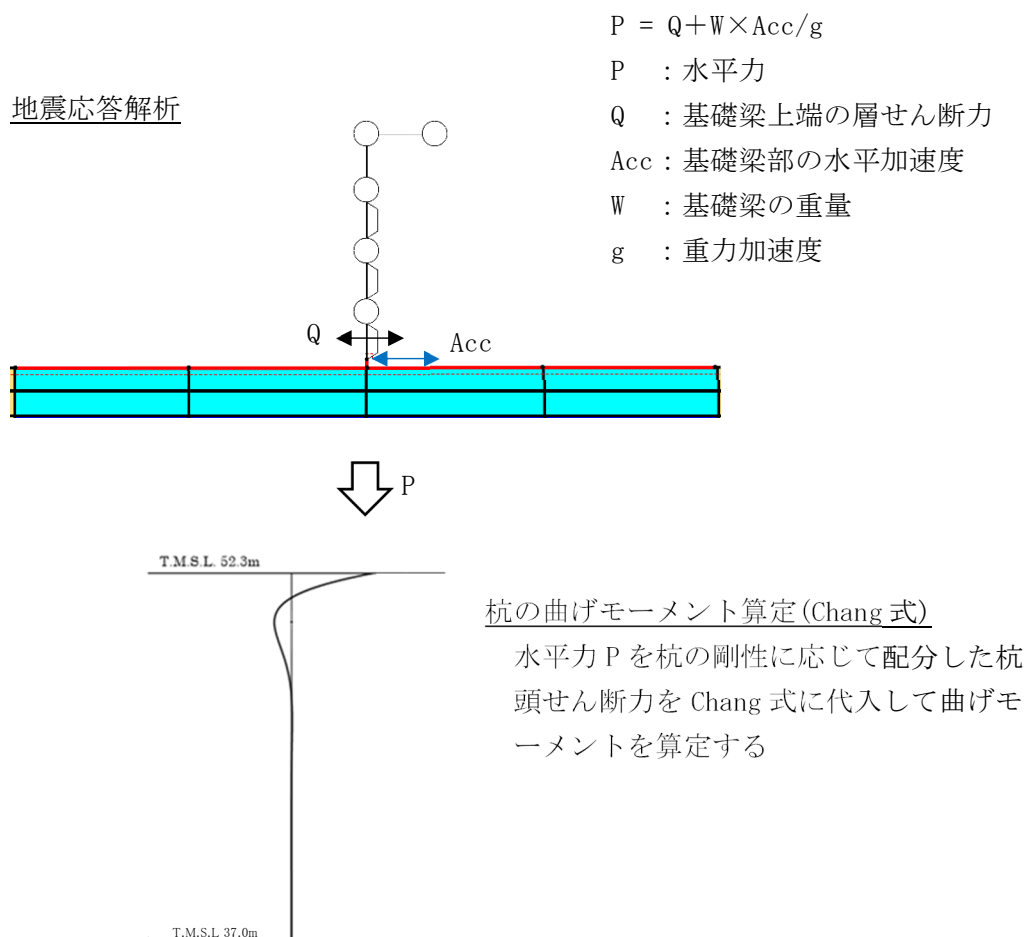
支持架構及び基礎梁から作用する地震荷重による応力(曲げモーメント)については、応力計算により算定する。

応力計算は、「基礎指針」に基づく Chang 式により実施する。Chang 式には杭頭せん断力を代入する。この際、基礎梁の剛性が杭に対して大きいため、杭頭は同一変形と仮定する。

杭頭せん断力については、地震応答解析による応答値のうち、基礎梁上端の層せん断力(Q)及び基礎梁部の水平加速度(Acc)より設定する。

具体的には、地震応答解析による基礎梁部における水平加速度(Acc)から算出した水平震度を基礎梁の重量に乗じることで慣性力を求め、これと基礎梁上端の層せん断力(Q)の和を杭の剛性に応じて配分して求める。

支持架構及び基礎梁から作用する地震荷重による応力の算定方法を第 3.2-1 図に示す。



第 3.2-1 図 支持架構及び基礎梁から作用する地震荷重による応力の算定方法

3.3 支持架構及び基礎梁から作用する風荷重

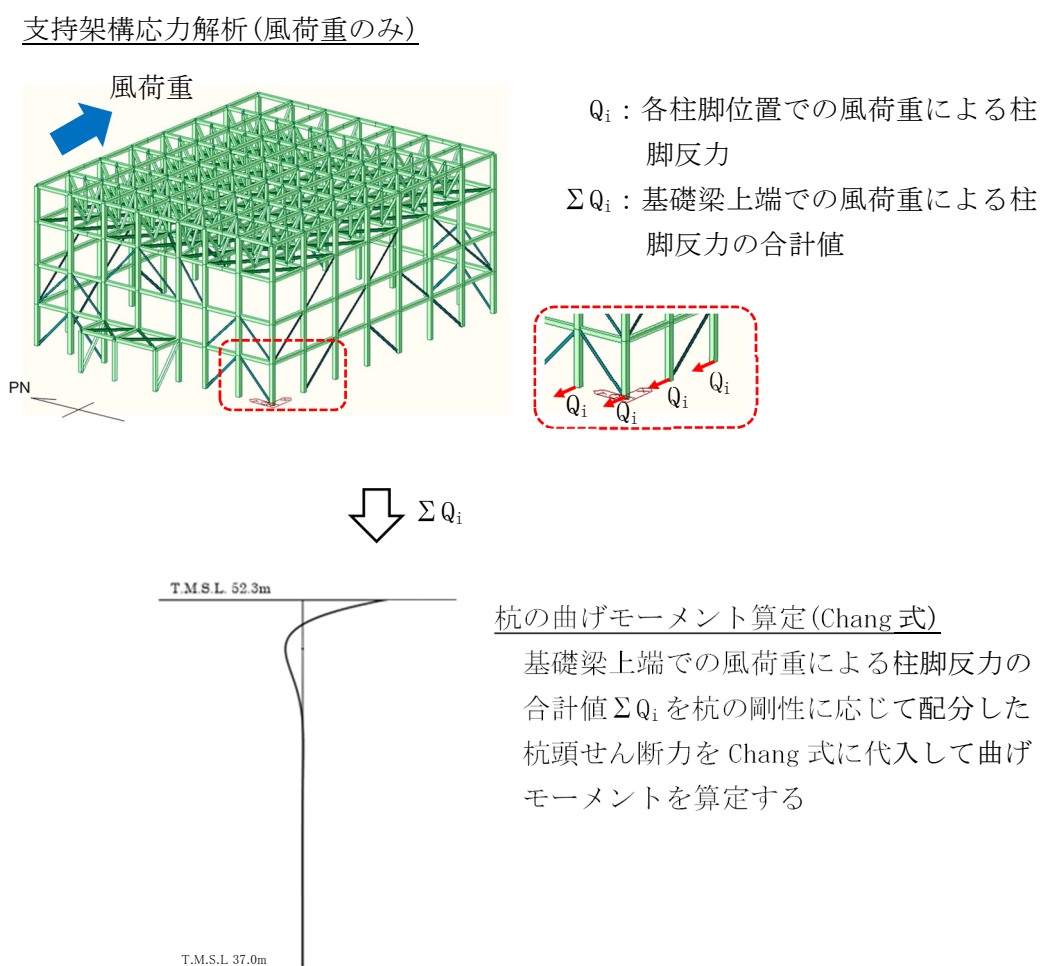
支持架構及び基礎梁から作用する風荷重による応力(曲げモーメント)については、応力計算により算定する。

応力計算は、「基礎指針」に基づく Chang 式により実施する。Chang 式には杭頭せん断力を代入する。この際、基礎梁の剛性が杭に対して大きいため、杭頭は同一変形と仮定する。

杭頭せん断力については、支持架構の 3 次元フレームモデルによる応力解析結果のうち、基礎梁上端の層せん断力より設定する。

具体的には、3 次元フレームモデルによる応力解析結果における支持架構の各柱脚反力を合計し、杭の剛性に応じて配分することにより求める。

支持架構及び基礎梁から作用する風荷重による応力の算定方法を第 3.3-1 図に示す。



第 3.3-1 図 支持架構及び基礎梁から作用する風荷重による応力の算定方法

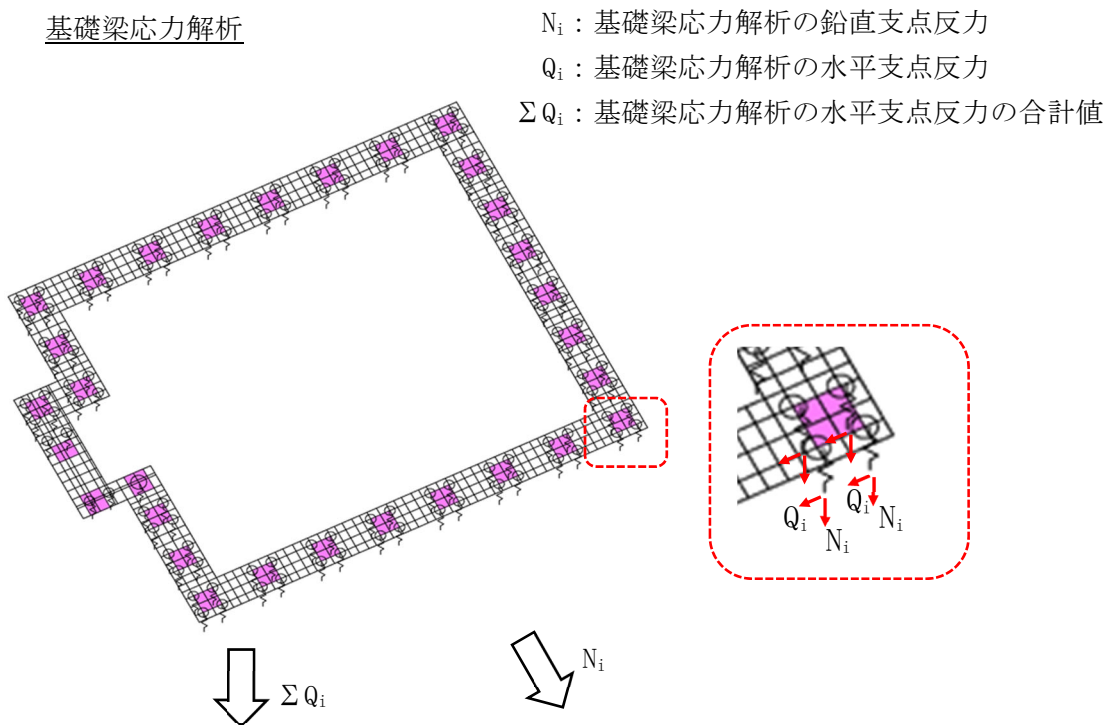
3.4 支持架構及び基礎梁から作用する荷重

支持架構及び基礎梁から作用する荷重による応力については、基礎梁の FEM モデルによる応力解析結果における鉛直支点反力（軸力）及び水平支点反力を元に計算したせん断力を用いる。

せん断力の算定にあたっては、基礎梁での応力解析結果の水平支点反力のすべてを、杭で負担すると仮定する。基礎梁の剛性が杭に対して大きいため、杭頭は同一変形と仮定する。

支持架構及び基礎梁から作用する荷重による応力の算定方法を第 3.4-1 図に示す。

なお、杭の水平力は、第 3.4-2 図に示すように、地反力の深さ方向の総和に等しいことから杭に生じるせん断力は、杭頭が最大となる。



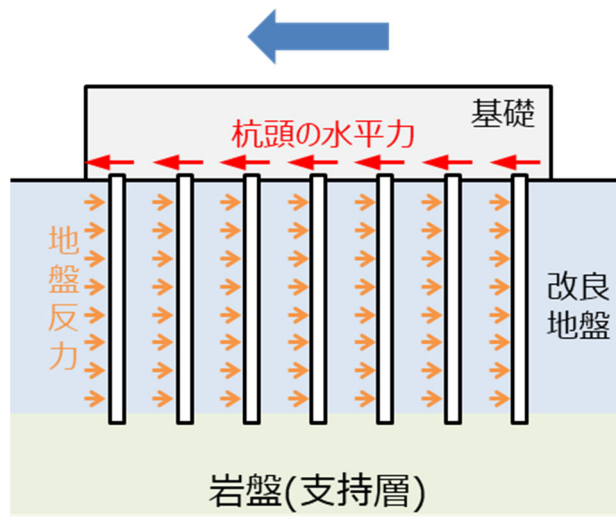
杭のせん断力算定

基礎梁応力解析の水平支点反力の合計値 ΣQ_i を杭の剛性に応じて配分した杭のせん断力を算定する

杭の軸力

基礎梁応力解析の鉛直支点反力 N_i を杭の軸力として用いる

第 3.4-1 図 支持架構及び基礎梁から作用する荷重による応力の算定方法



第 3.4-2 図 杭頭の水平力

4. 断面の評価部位の選定

杭の断面の評価には基礎梁の FEM モデルによる応力解析結果を用いるため、基礎梁の応力解析における荷重の組合せケースを第 4-1 表に示す。地震荷重は、Ss-C1 による地震荷重，その他の地震による地震荷重 (Ss-C1 以外包絡) の 2 種類を設定している。

第4-1表 荷重の組合せケース

ケース	荷重組合せ	地震荷重
1-1	$VL + 1.0 S_{SNS} + 0.4 S_{SUD} + W_{LNS}$	Ss-C1による 地震荷重
1-2	$VL - 1.0 S_{SNS} + 0.4 S_{SUD} - W_{LNS}$	
1-3	$VL + 1.0 S_{SNS} - 0.4 S_{SUD} + W_{LNS}$	
1-4	$VL - 1.0 S_{SNS} - 0.4 S_{SUD} - W_{LNS}$	
1-5	$VL + 0.4 S_{SNS} + 1.0 S_{SUD} + W_{LNS}$	
1-6	$VL - 0.4 S_{SNS} + 1.0 S_{SUD} - W_{LNS}$	
1-7	$VL + 0.4 S_{SNS} - 1.0 S_{SUD} + W_{LNS}$	
1-8	$VL - 0.4 S_{SNS} - 1.0 S_{SUD} - W_{LNS}$	
1-9	$VL + 1.0 S_{SEW} + 0.4 S_{SUD} + W_{LEW}$	
1-10	$VL - 1.0 S_{SEW} + 0.4 S_{SUD} - W_{LEW}$	
1-11	$VL + 1.0 S_{SEW} - 0.4 S_{SUD} + W_{LEW}$	
1-12	$VL - 1.0 S_{SEW} - 0.4 S_{SUD} - W_{LEW}$	
1-13	$VL + 0.4 S_{SEW} + 1.0 S_{SUD} + W_{LEW}$	
1-14	$VL - 0.4 S_{SEW} + 1.0 S_{SUD} - W_{LEW}$	
1-15	$VL + 0.4 S_{SEW} - 1.0 S_{SUD} + W_{LEW}$	
1-16	$VL - 0.4 S_{SEW} - 1.0 S_{SUD} - W_{LEW}$	
2-1	$VL + 1.0 S_{SNS} + 0.4 S_{SUD} + W_{LNS}$	その他の地震に よる地震荷重 (Ss-C1以外包絡)
2-2	$VL - 1.0 S_{SNS} + 0.4 S_{SUD} - W_{LNS}$	
2-3	$VL + 1.0 S_{SNS} - 0.4 S_{SUD} + W_{LNS}$	
2-4	$VL - 1.0 S_{SNS} - 0.4 S_{SUD} - W_{LNS}$	
2-5	$VL + 0.4 S_{SNS} + 1.0 S_{SUD} + W_{LNS}$	
2-6	$VL - 0.4 S_{SNS} + 1.0 S_{SUD} - W_{LNS}$	
2-7	$VL + 0.4 S_{SNS} - 1.0 S_{SUD} + W_{LNS}$	
2-8	$VL - 0.4 S_{SNS} - 1.0 S_{SUD} - W_{LNS}$	
2-9	$VL + 1.0 S_{SEW} + 0.4 S_{SUD} + W_{LEW}$	
2-10	$VL - 1.0 S_{SEW} + 0.4 S_{SUD} - W_{LEW}$	
2-11	$VL + 1.0 S_{SEW} - 0.4 S_{SUD} + W_{LEW}$	
2-12	$VL - 1.0 S_{SEW} - 0.4 S_{SUD} - W_{LEW}$	
2-13	$VL + 0.4 S_{SEW} + 1.0 S_{SUD} + W_{LEW}$	
2-14	$VL - 0.4 S_{SEW} + 1.0 S_{SUD} - W_{LEW}$	
2-15	$VL + 0.4 S_{SEW} - 1.0 S_{SUD} + W_{LEW}$	
2-16	$VL - 0.4 S_{SEW} - 1.0 S_{SUD} - W_{LEW}$	

VL : 鉛直荷重(固定荷重D+積雪荷重Ls)
(積雪荷重は係数0.35を乗じたもの)

S_{SNS} : NS方向のSs地震荷重(S→N方向を正とする。)

S_{SEW} : EW方向のSs地震荷重(W→E方向を正とする。)

S_{SUD} : 鉛直方向のSs地震荷重(上向きを正とする。)

W_{LNS} : NS方向の風荷重(S→N方向を正とする。)

W_{LEW} : EW方向の風荷重(W→E方向を正とする。)

4.1 断面の評価結果

各評価項目の検定比一覧を第 4.1-1 表に、断面力ごとの検定比が最大となる節点及び断面の評価結果を第 4.1-1 図に、断面の評価部位の選定に関するケースの軸力図を第 4.1-2 図に、断面の評価部位の選定に関するケースの杭モーメント図を第 4.1-3 図に示す。

杭のせん断力及び曲げモーメントは、杭頭慣性力による応力と地盤変位による応力の和とする。基礎梁を剛と仮定しているため、各杭の発生応力は杭種が同じであれば同値となる。

杭の軸力は平面的な分布を考慮し、基礎梁 FEM 解析の結果(支点反力)を採用している。そのためフレーム隅角部が大きくなる。また、「2.2 柱 1 箇所あたりの杭本数」に記載したように、水平荷重に直交する側の柱 1 箇所あたりの杭に生じる軸力は、柱の曲げモーメントに対して偶力で抵抗している様子が表れている。最大検定比の発生箇所は引抜軸力が最大の位置である。

第 4.1-1 表 各評価項目の検定比一覧

(a) 軸力及び曲げモーメントに対する評価

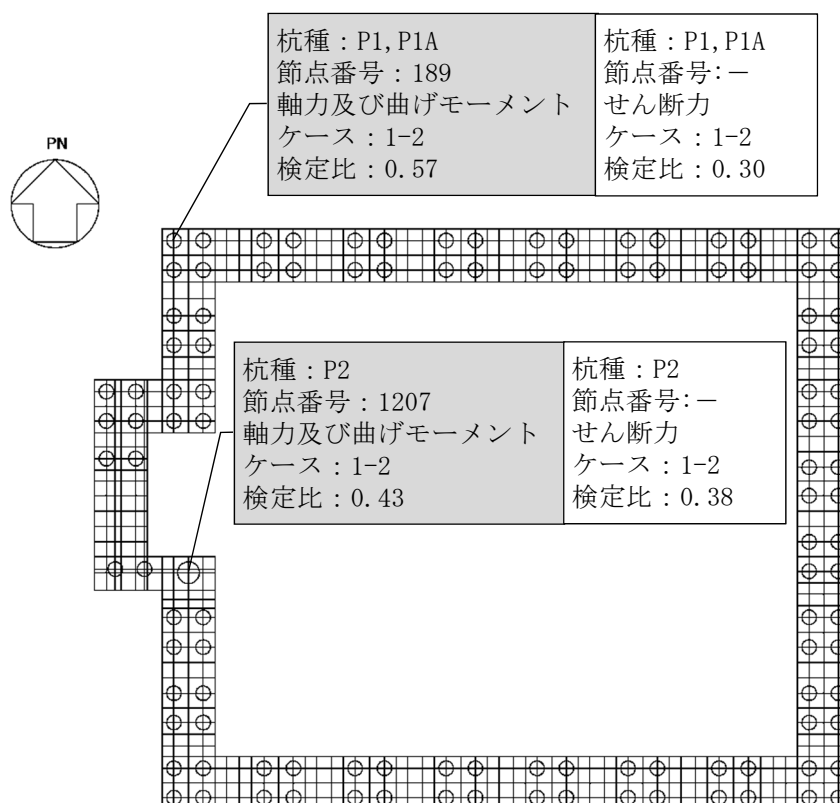
杭種	応力の組合せ結果			許容限界 (kN・m)	検定比	判定
	節点 番号*	ケース*	曲げモーメント (kN・m)			
P1, P1A	189	1-2	400	706	0.57	OK
P2	1207	1-2	1520	3583	0.43	OK

(b) せん断力に対する評価

杭種	応力の組合せ結果		許容限界値 (kN)	検定比	判定
	ケース*	発生せん断力 (kN)			
P1, P1A	1-2	540	1838	0.30	OK
P2	1-2	1730	4594	0.38	OK

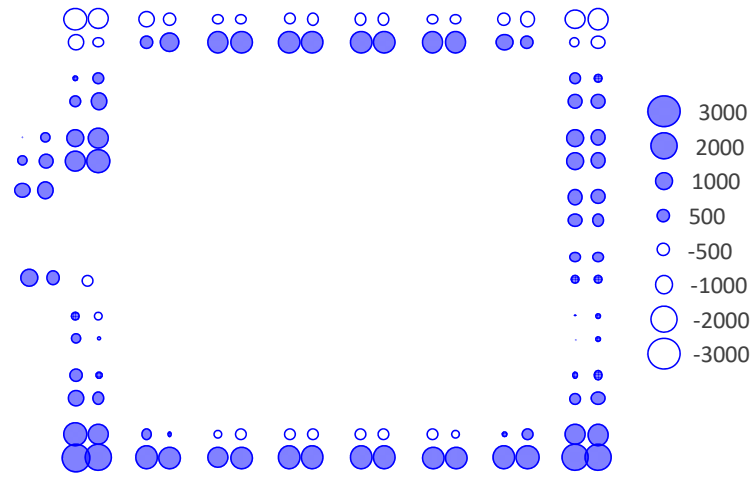
注記 * : 基礎梁の応力解析における節点番号及びケースを示す。

注 : は、杭種ごとに検定比が最大となる杭を示す。

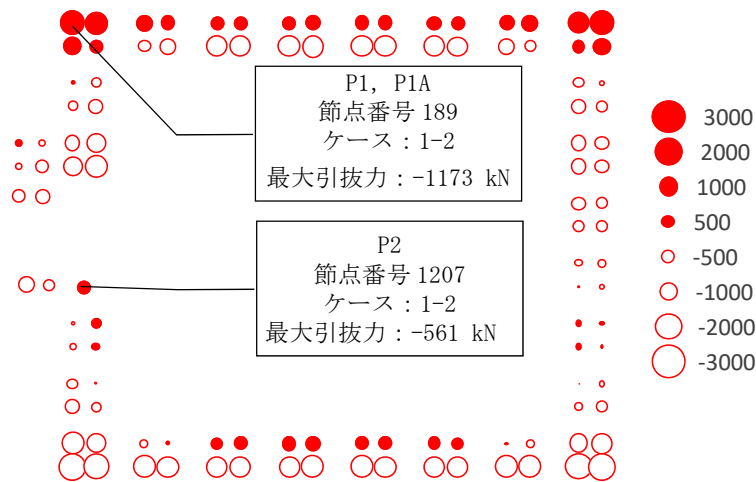


注 : は、検定比が最大となる節点を示す。

第 4.1-1 図 断面力ごとの検定比が最大となる節点及び断面の評価結果



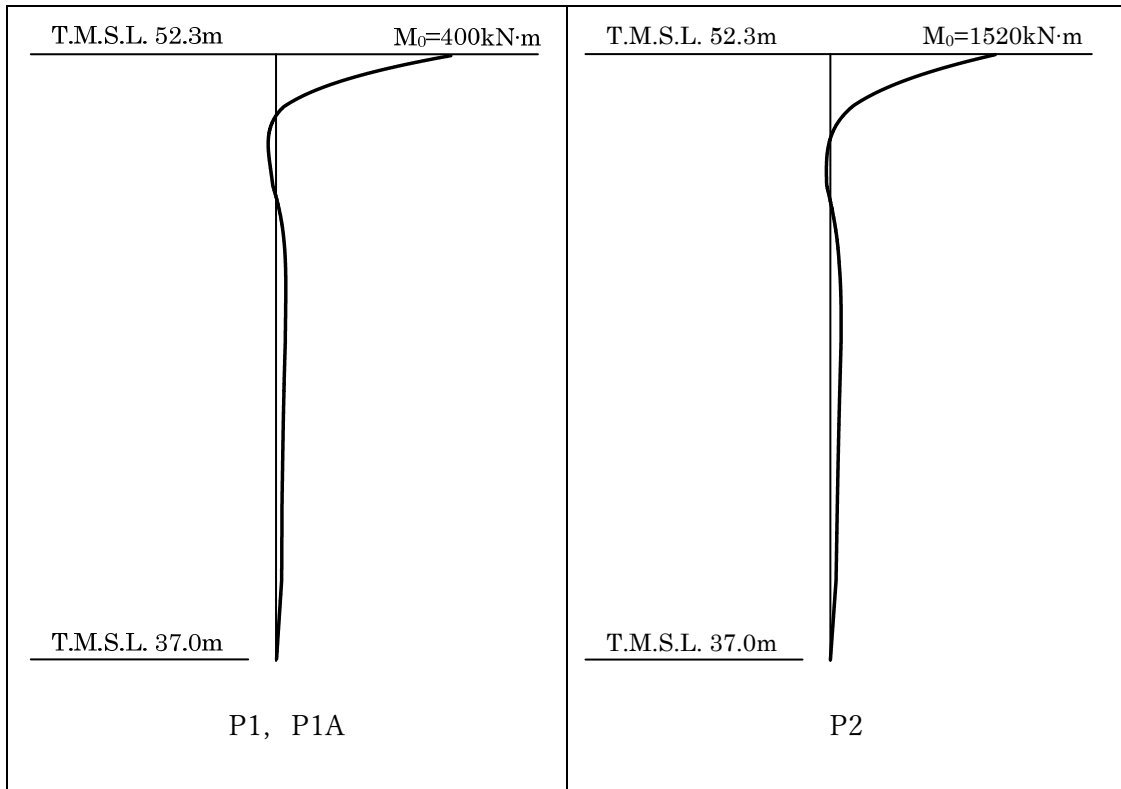
(a) 最大圧縮軸力分布 (ケース1-2)
(負は引張)



注：引張軸力の算定においては浮力を考慮している。

(b) 最大引張軸力分布 (ケース 1-2)
(負は圧縮)

第 4.1-2 図 断面の評価部位の選定に関するケースの軸力図



第 4.1-3 図 断面の評価部位の選定に関するケースの杭モーメント図 (ケース 1-2)

4.2 支持力及び引抜力に対する評価結果

各評価項目の検定比一覧を第 4.2-1 表に，断面力ごとの検定比が最大となる節点及び断面の評価結果を第 4.2-1 図に，断面の評価部位の選定に関するケースの軸力図を第 4.2-2 図に示す。

なお，周面摩擦力を考慮せずとも先端支持力のみで杭の圧縮軸力を十分負担可能であることを確認した。

第4.2-1表 各評価項目の検定比一覧

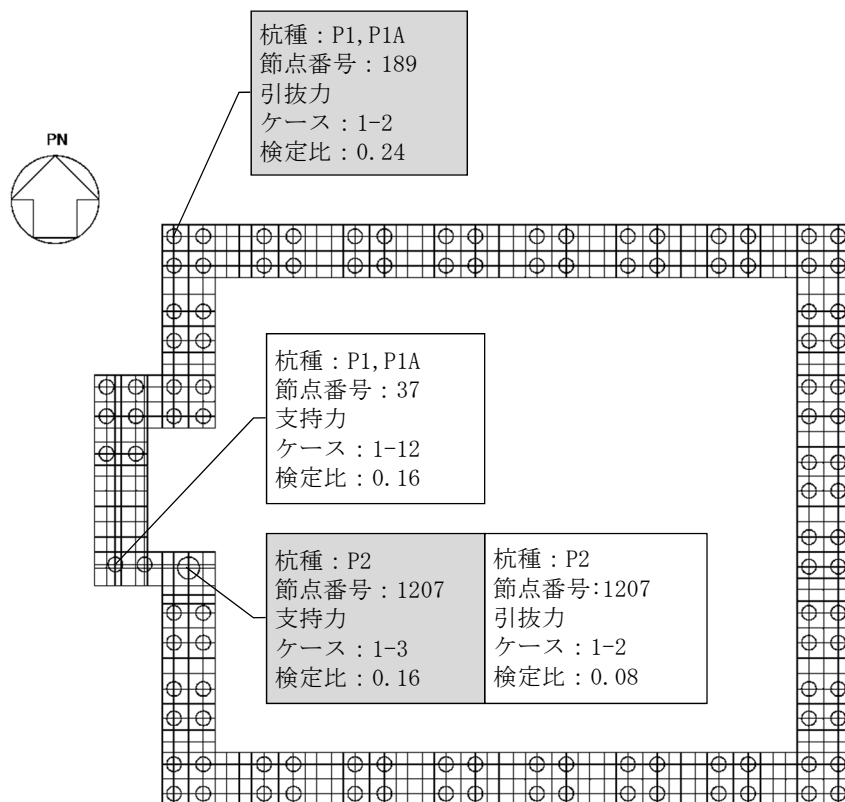
項目	杭種	応力の組合せ結果			許容限界 (kN)			検定比*3	判定
		節点番号*1	ケース*1	軸力*2 (kN)	先端支持力	周面摩擦力	先端+周面		
支持力	P1, P1A	37	1-12	1959	3927	8708	12635	0.16 (0.50)	OK
	P2	1207	1-3	3422	8836	13063	21898	0.16 (0.39)	OK
引拔力	P1, P1A	189	1-2	-1173	—	5022	5022	0.24	OK
	P2	1207	1-2	-561	—	7672	7672	0.08	OK

注記 *1：基礎梁の応力解析における節点番号及びケースを示す。

*2：軸力は正が圧縮，負が引張とする。

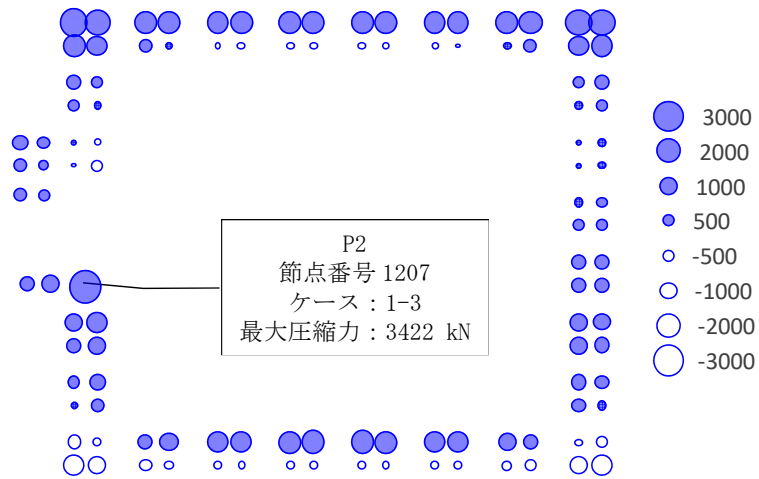
*3：括弧内の検定比は軸力/先端支持力の値であり，周面摩擦力を無視した時の評価結果である。

注：■は，杭種ごとに検定比が最大となる要素を示す。

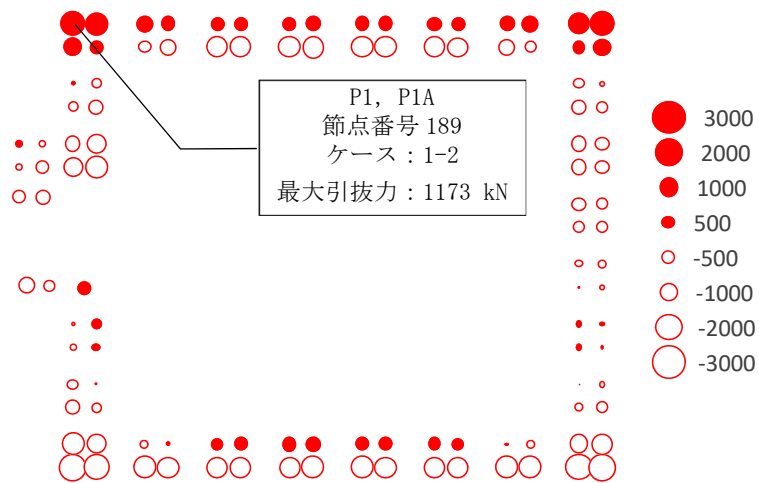


注：■は，検定比が最大となる節点を示す。

第4.2-1図 断面力ごとの検定比が最大となる節点及び断面の評価結果



(a) 最大圧縮軸力分布 (ケース1-3)
(負は引張)



注：引張軸力の算定においては浮力を考慮している。

(b) 最大引張軸力分布 (ケース 1-2)
(負は圧縮)

第 4.2-2 図 断面の評価部位の選定に関するケースの軸力図

5. まとめ

杭について、2章において設計の考え方について、3章において応力の算定方法について、4章において断面の評価部位の選定について補足した。

参考資料 1

検証用モデルとの比較

目 次

1. 比較条件	1
2. 比較結果	2
2.1 曲げモーメント	2
2.2 せん断力	4
2.3 軸力	5

杭の応力評価結果の妥当性を、杭をモデル化した検証用モデル（別添1参照）における杭の発生応力と比較することで確認する。

1. 比較条件

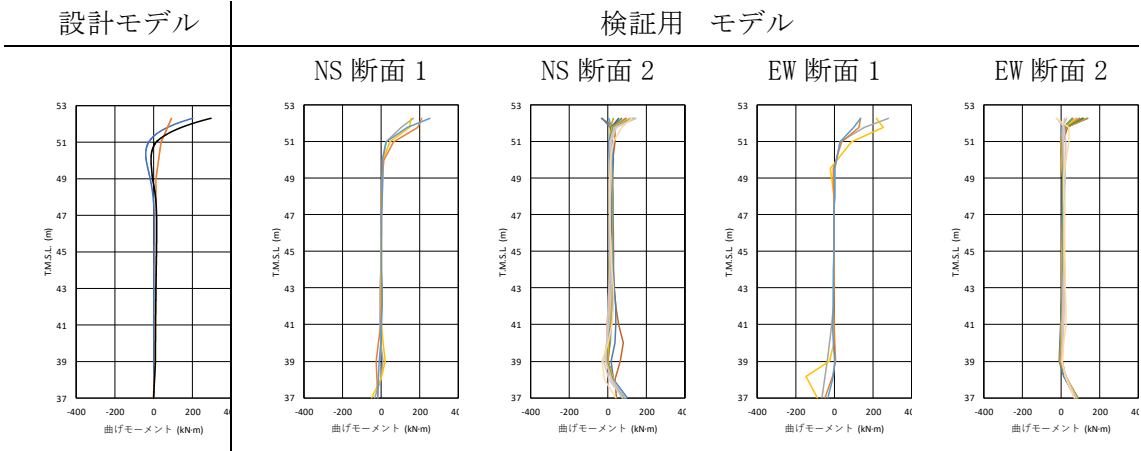
比較対象は検証用モデルでモデル化されたP1杭とし、解析ケースは、杭頭曲げモーメントに対しては設計モデルで最大値が発生した+1 σ 地盤におけるSs-C1地震動及び標準地盤におけるSs-A地震動、せん断力及び軸力に対しては、支持架構の層せん断力が大きくなる-1 σ 地盤におけるSs-C1地震動及び-1 σ 地盤におけるSs-A地震動とする。なお、いずれも液状化時を対象とする。また、検証用モデルには風荷重が考慮されていない。風荷重に対する杭1本あたりの負担せん断力は40kN程度、それに伴う杭頭曲げモーメントは25kN \cdot m程度となる。

2. 比較結果

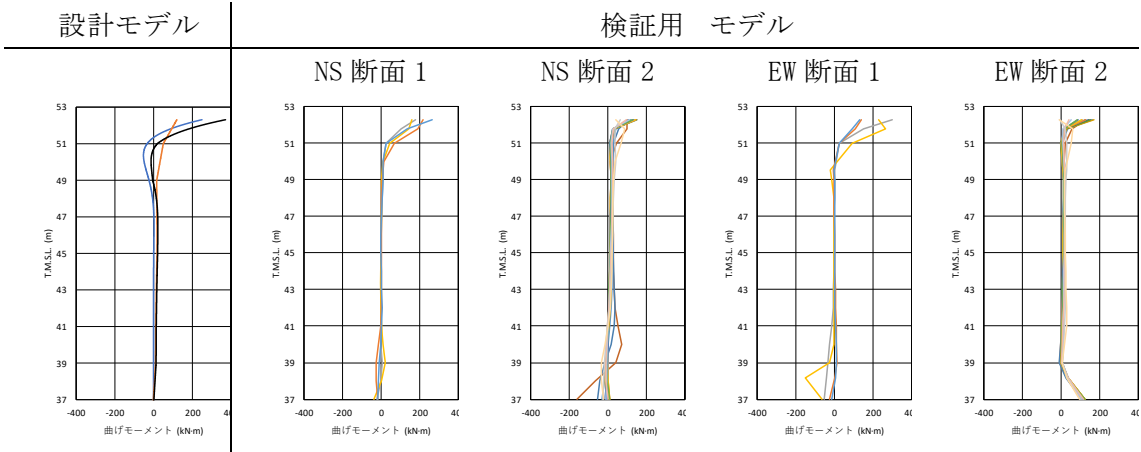
2.1 曲げモーメント

検証用モデルにおいて、最大応力が発生した時点の各杭の曲げモーメント図を第2.1-1図に示す。図中、設計モデルは、地盤変位による曲げモーメントを橙線、上部慣性力による曲げモーメントを青線、その和を黒線で示してある。検証用モデルにおいては、断面2よりも断面1の杭頭曲げモーメントが大きくなる傾向があり、最大300kN・m程度となっており、風荷重を考慮しても、設計モデルの地盤変位+上部慣性力による曲げモーメントより小さいことが確認できる。また、杭先端の改良地盤と支持地盤の境界付近においても比較的大きな曲げモーメントが発生しているが、杭頭曲げモーメントに比べると小さくなっている。なお、この傾向が、非液状化時（全応力解析）でも同様であることを別途確認している。

設計モデルを用いた評価において、杭先端付近で曲げモーメントが小さいのは、杭先端をピンとし、地盤変形による応力を算出しているためである。杭は全長にわたり同一配筋であり、設計は杭頭付近の最大応力で評価しているため、杭先端付近の検証用モデルとの応力の相違は問題ない。



(a) Ss-A

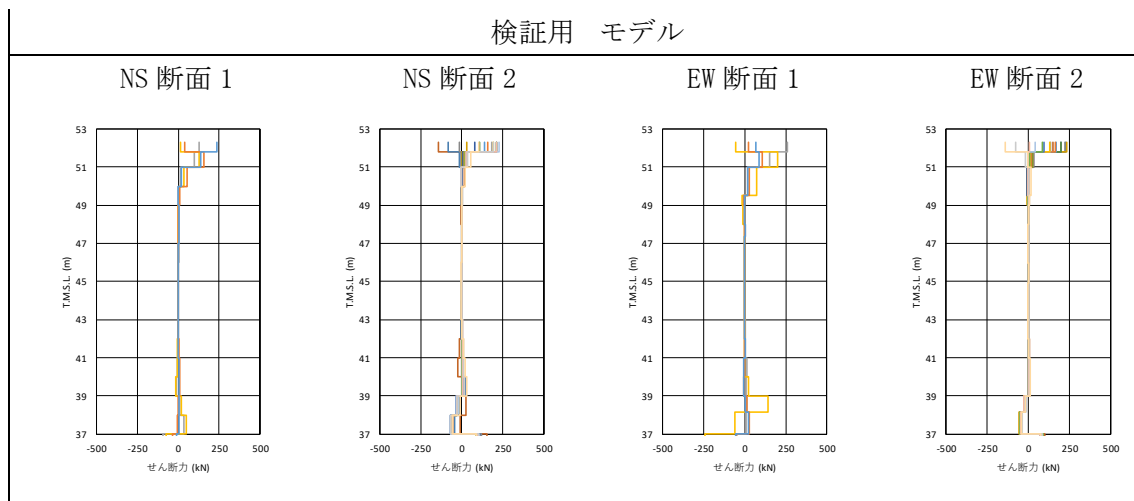


(b) Ss-C1

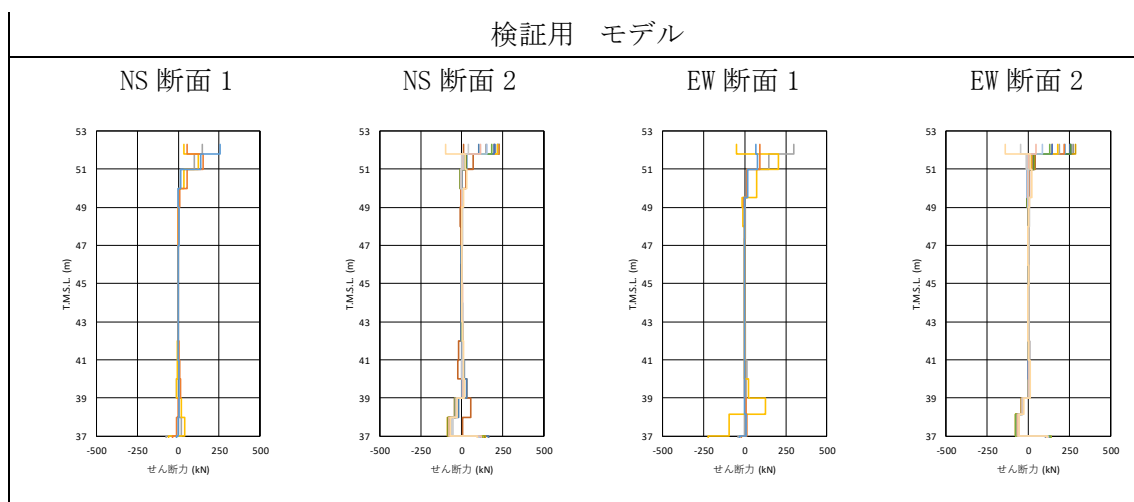
第 2.1-1 図 杭の曲げモーメント図 (最大値発生時)

2.2 せん断力

検証用モデルの最大せん断力図を第2.2-1図に示す。検証用モデルでは最大300kN程度となり、風荷重を考慮しても、設計モデルにおけるせん断力の方が大きい。



(a) Ss-A

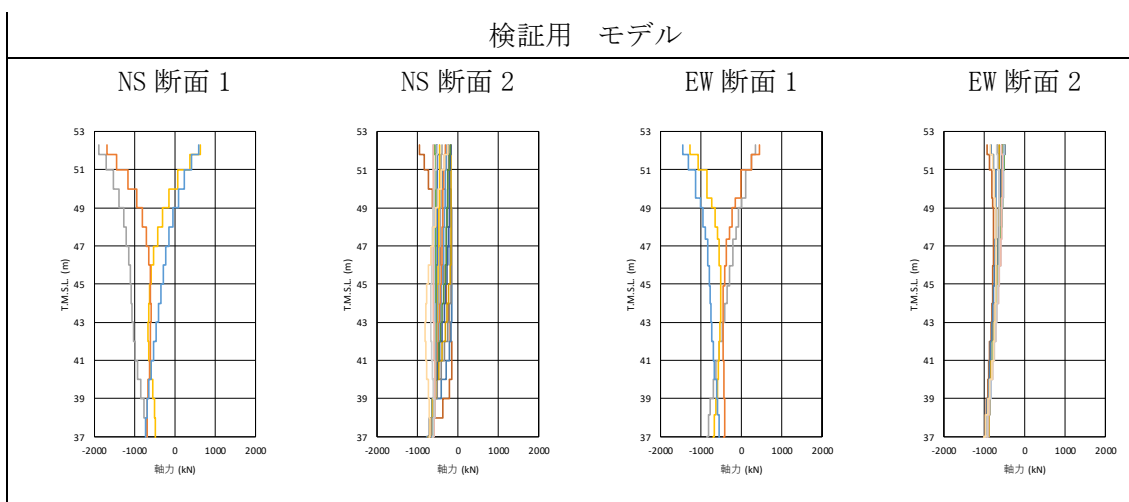


(b) Ss-C1

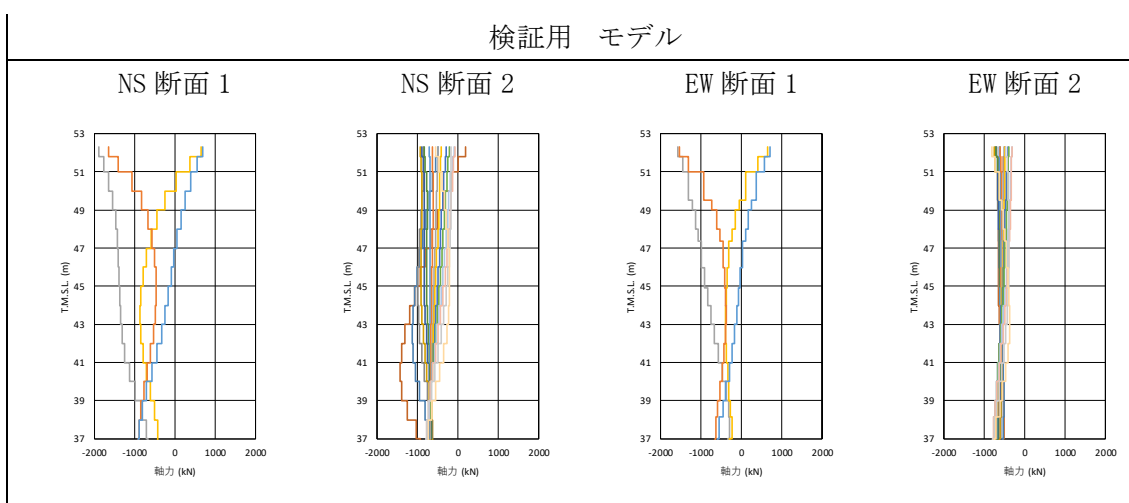
第 2.2-1 図 杭の最大せん断力図 (最大値発生時)

2.3 軸力

検証用モデルの軸力図を圧縮最大時と引張最大時に分けて第2.3-1図及び第2.3-2図に示す。引張が正、圧縮が負を表している。断面2に比べると断面1は軸力変動が大きい。断面1は2つの基礎に分かれており、各基礎に2本ずつ、計4本の杭がモデル化されている。各基礎に属する2本の杭の応力状態は、圧縮と引張で逆転しており、間隔2mで配置された杭2本の軸力が偶力として支持架構の回転を支持している様子が表れている。圧縮力は最大1900kN程度、引張力は最大720kN程度となっており、設計モデルによる軸力と同程度となっている。ただし、本来は外力と平行方向の外周構面の荷重負担が大きく、中央である断面1の荷重負担は小さくなる。検証用モデルの支持架構のモデル化においては、このような荷重負担割合を考慮していないため、断面1には実際より大きな荷重が作用している。



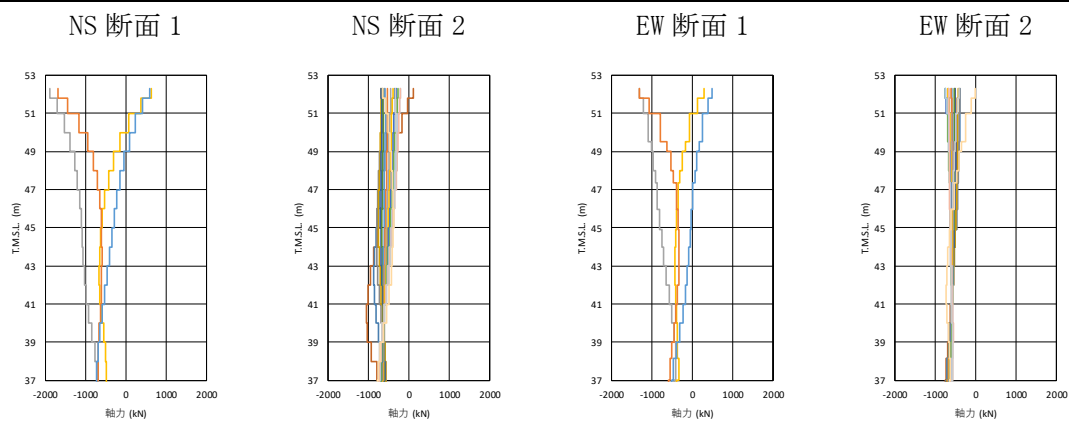
(a) Ss-A



(b) Ss-C1

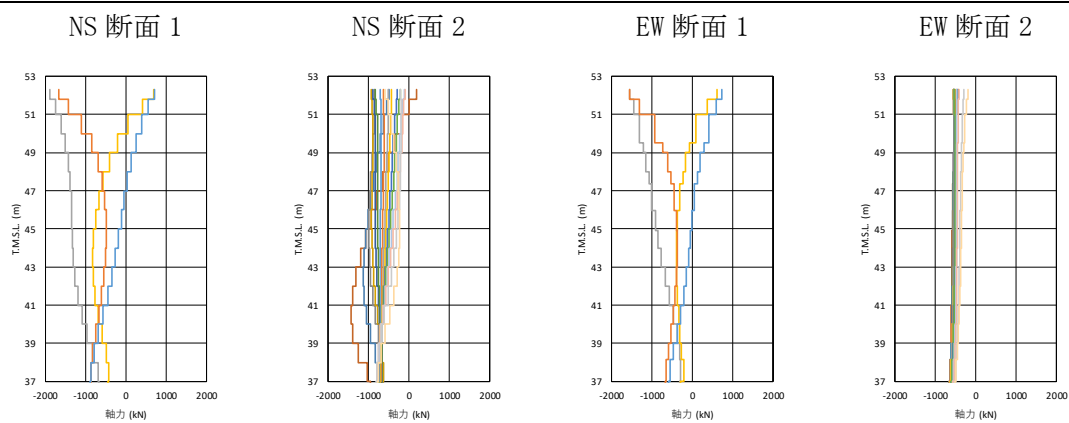
第 2.3-1 図 杭の最小軸力図（圧縮側最大値発生時）

検証用 モデル



(a) Ss-A

検証用 モデル

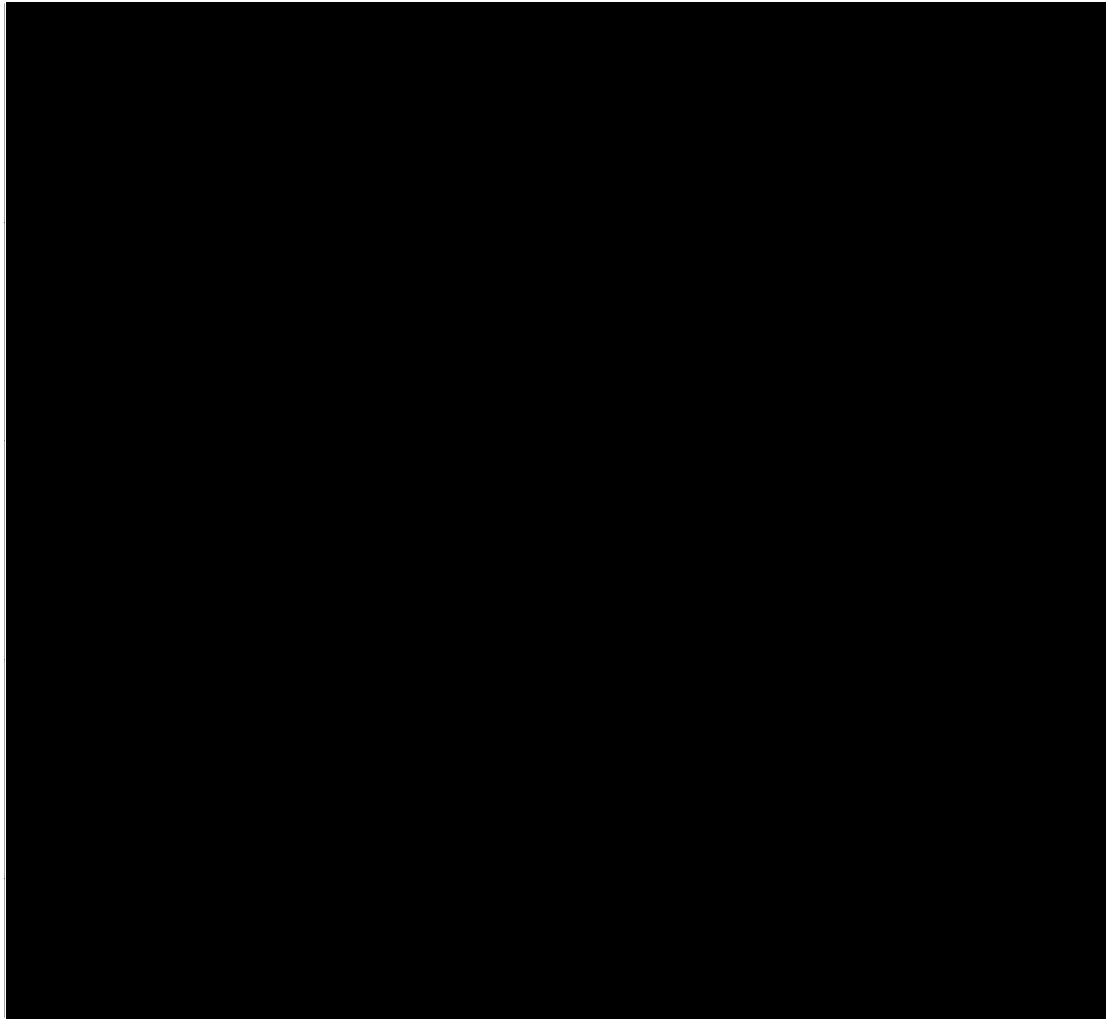


(b) Ss-C1

第 2.3-2 図 杭の最大軸力図 (引張側最大値発生時)

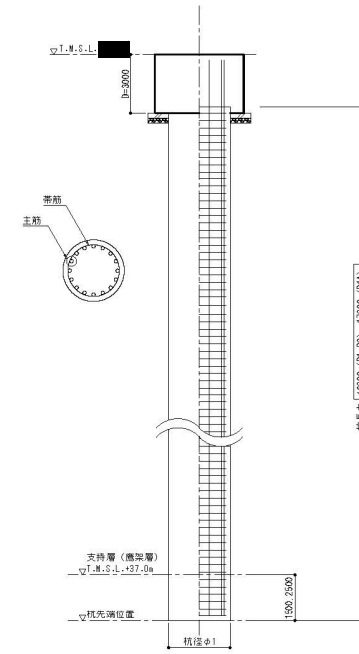
参考資料 2

杭の図面集



コンクリート Fc27 鉄筋:SD345

記号	符号	径 (φ)	主筋	帯筋
○	P1, P1A	1000	8-D35	D18-φ150
⊘	P2	1500	18-D35	D18-φ150



特記なき限り、数値はmmとする。

別添 7

防護板及び防護ネットにおける耐震性の
影響確認について

目 次

1.	概要	1
2.	確認方針	1
3.	対象部位	2
4.	耐震性の影響確認	3
4.1	考慮する荷重	3
4.2	荷重の組合せ	4
4.3	確認方法	10
5.	確認結果	11
6.	まとめ	13

1. 概要

本資料は、以下に示す資料において評価対象外としている防護ネット及び防護板における耐震性の影響確認について補足説明するものである。

「資料2 飛来物防護ネット（再処理設備本体用 安全冷却水系冷却塔B）の耐震性についての計算書」

2. 確認方針

防護ネット及び防護板は、取付ボルト及び押さえボルト（以下、「取付ボルト等」という。）にて取り付けられている。

その取付ボルト等の設計については、設計竜巻の飛来物による衝突荷重を基に設計している。

本資料では、基準地震動 S_s 発生時（以下、「 S_s 地震時」という。）に取付ボルト等の破断により冷却塔へ波及的影響を防止するために耐震性の影響確認として、取付ボルト等へ S_s 地震時に作用する荷重が、設計竜巻の飛来物による衝突荷重を基に設計された許容荷重と比較し耐震性に与える影響が小さいことを確認する。

3. 対象部位

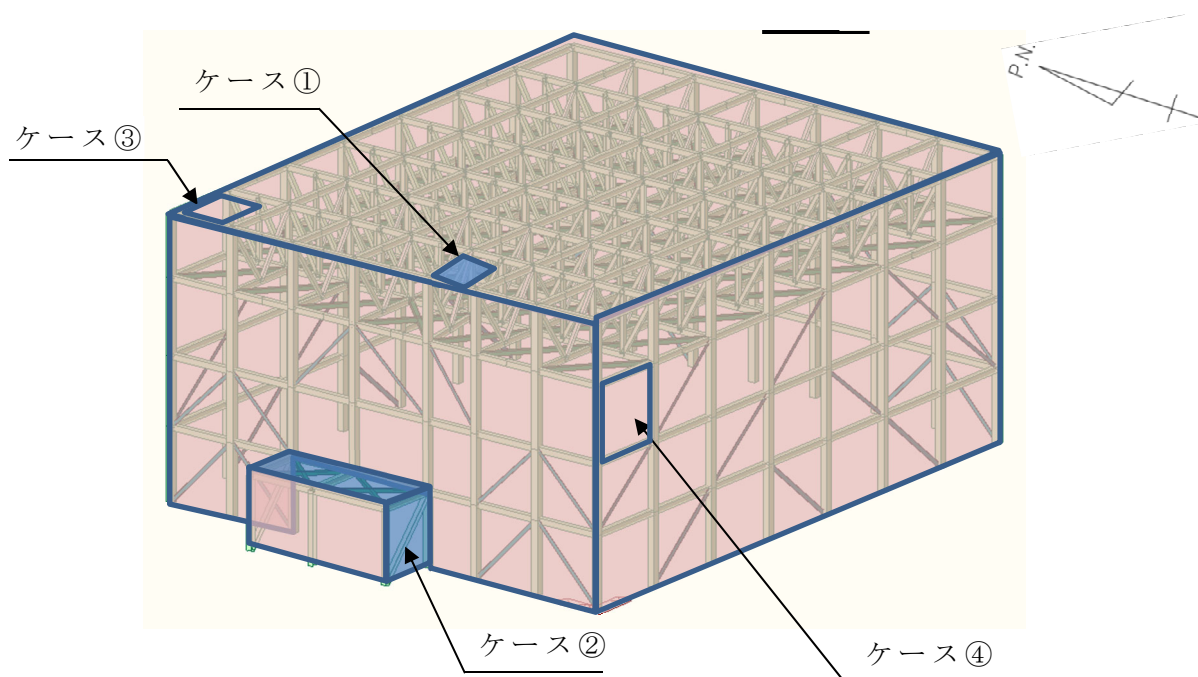
防護ネット及び防護板は、支持架構の屋根(水平設置)及び側面(鉛直設置)に設置され、さらに設置位置によりサイズが異なることから、S s地震時に作用する荷重が異なることから、第3-1図、第3-1表に示す4ケースを対象に比較を行った。

なお、防護板及び防護ネットのサイズが大きい方が、重量が増加するため、S s地震時に作用する荷重が大きくなる。このことから、最大サイズの部位を対象とし確認を行う。

取付ボルト等の健全性が確認できれば、防護板及び防護ネットは波及的影響を及ぼさないため、対象部位は防護ネット及び防護板を支持架構に取り付けるための取付ボルト等とする。

第3-1表 耐震影響確認対象部位

	防護板	防護ネット
屋根(水平設置)	ケース①	ケース③
側面(鉛直設置)	ケース②	ケース④



第3-1図 耐震影響確認対象部位

4. 耐震性の影響確認

4.1 考慮する荷重

飛来物防護ネット架構は屋外に設置される設備であるため、以下のとおり地震荷重、固定荷重、積雪荷重及び風荷重を考慮する。

$$D + 0.35L_s + S_s + W_L$$

D : 固定荷重

L_s : 積雪荷重

S_s : 地震荷重

W_L : 風荷重

4.1.1 固定荷重(D)

固定荷重は、持続的に生じる荷重である自重(支持架構(耐火被覆重量含む)、防護ネット、防護板、その他付属物等)とする。

4.1.2 積雪荷重(L_s)

積雪荷重は、「六ヶ所村統計書」における観測記録上の極値 190cm に、建築基準法施行令第八十六条に基づいた建築基準法の多雪区域における積雪の単位荷重と、地震荷重の組み合わせを適用して、平均的な積雪荷重を与えるための係数 0.35 を考慮した荷重とする。

4.1.3 地震荷重(S_s)

地震荷重は、設計モデルを用いた地震応答解析にて得られた支持架構の応答加速度を用いて手計算にて算出する。なお、地盤物性基本ケースだけでなく、地盤物性のばらつきを考慮したケース(±1σ)も考慮した最大値で評価を行う。

4.1.4 風荷重(W_L)

風荷重は、建築基準法施行令に基づく「平成 12 年建設省告示第 1454 号」に定められた、六ヶ所村の基準風速である 34m/s とする。また、防護ネット部分は充実率を考慮した風荷重とする。

4.2 荷重の組合せ

4.1.1 項の考慮する荷重のうち，水平方向設置の防護ネット（ケース①）及び防護板（ケース③）については，固定荷重，地震荷重に加え，鉛直方向に作用する積雪荷重を考慮する必要がある。

一方，鉛直設置の防護ネット（ケース②）と防護板（ケース④）については，固定荷重，地震荷重に加え，水平方向に作用する風荷重を考慮する必要がある。

以上より，防護板及び防護ネットは，設置方向により考慮する荷重が異なるため，ケース毎に考慮する荷重を整理した。

各ケースにおける荷重の組合せを第 4.2-1 表及び第 4.2-1 図に示す。

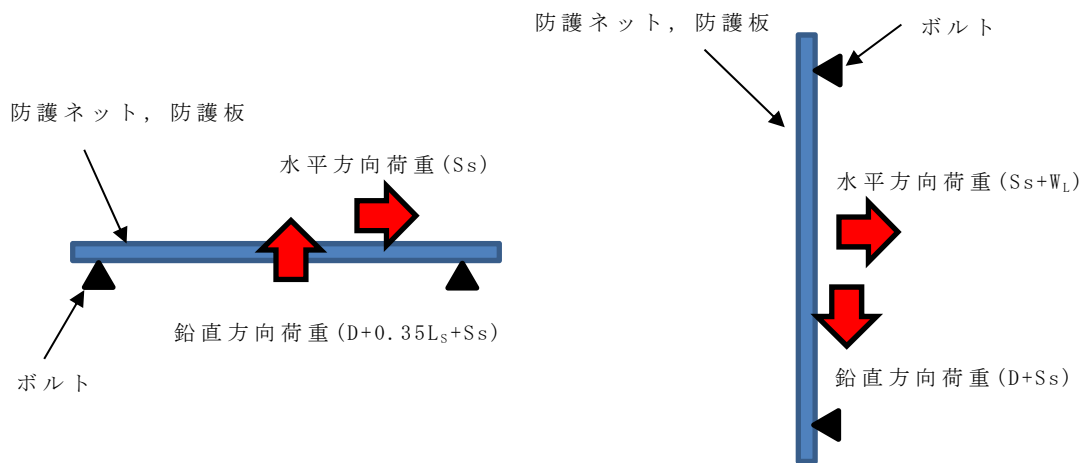
また，各ケースの取付ボルト等へ作用する荷重図を第 4.2-2 図～第 4.2-5 図に示す。

第 4.2-1 表 各ケースにおける荷重の組合せ

ケース	設置方向	荷重方向	荷重の組合せ*1			
			固定荷重 (D)	積雪荷重 (L _s)	地震荷重 (S _s)	風荷重 (W _L)
①, ③	水平	水平	—	—	○	—*2
		鉛直	○	○	○	—
②, ④	鉛直	水平	—	—	○	○
		鉛直	○	—*2	○	—*2

注記 *1：○考慮する，—考慮しない

*2：受圧面積が微小のため考慮しない

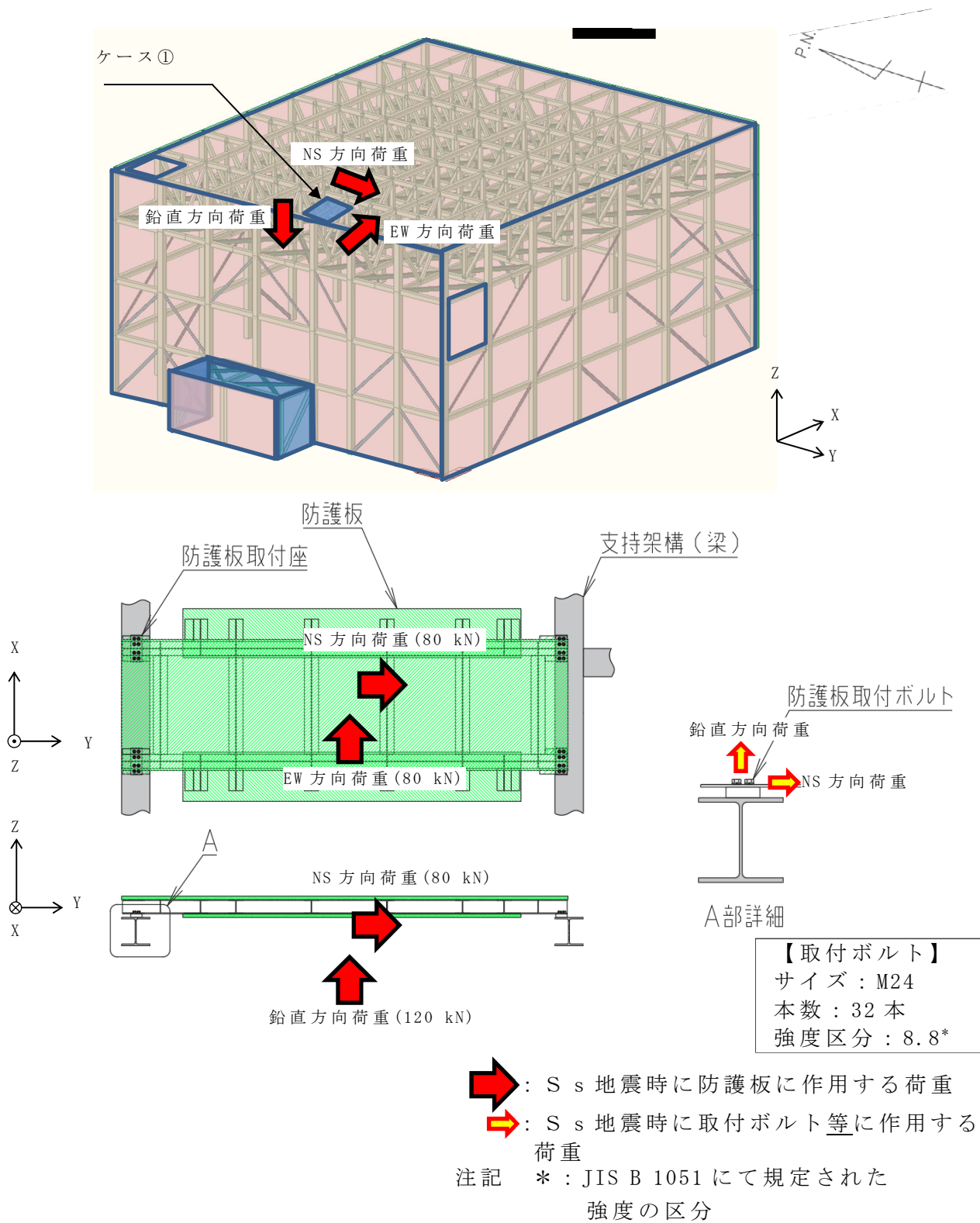


ケース①，③（水平方向設置）*

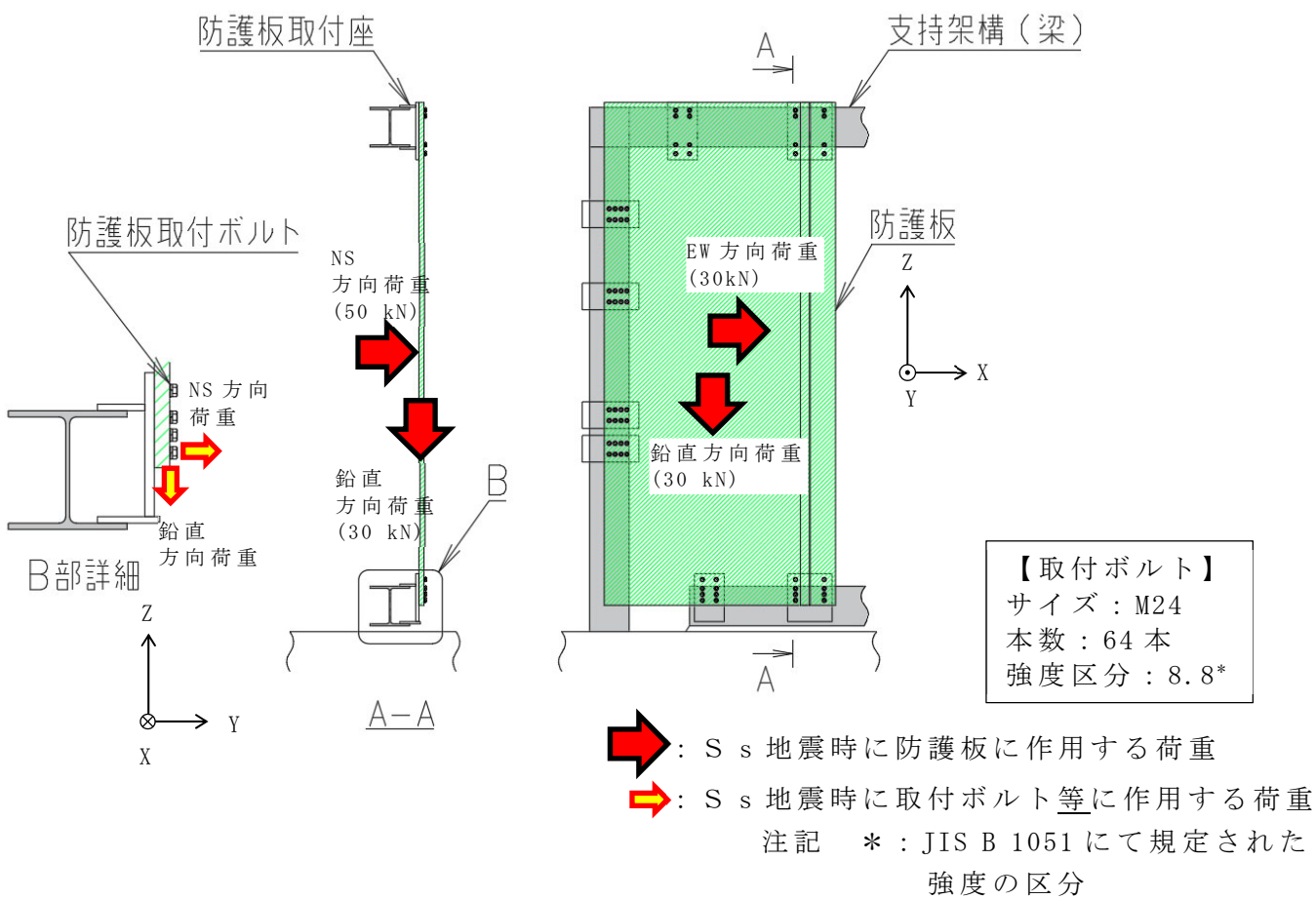
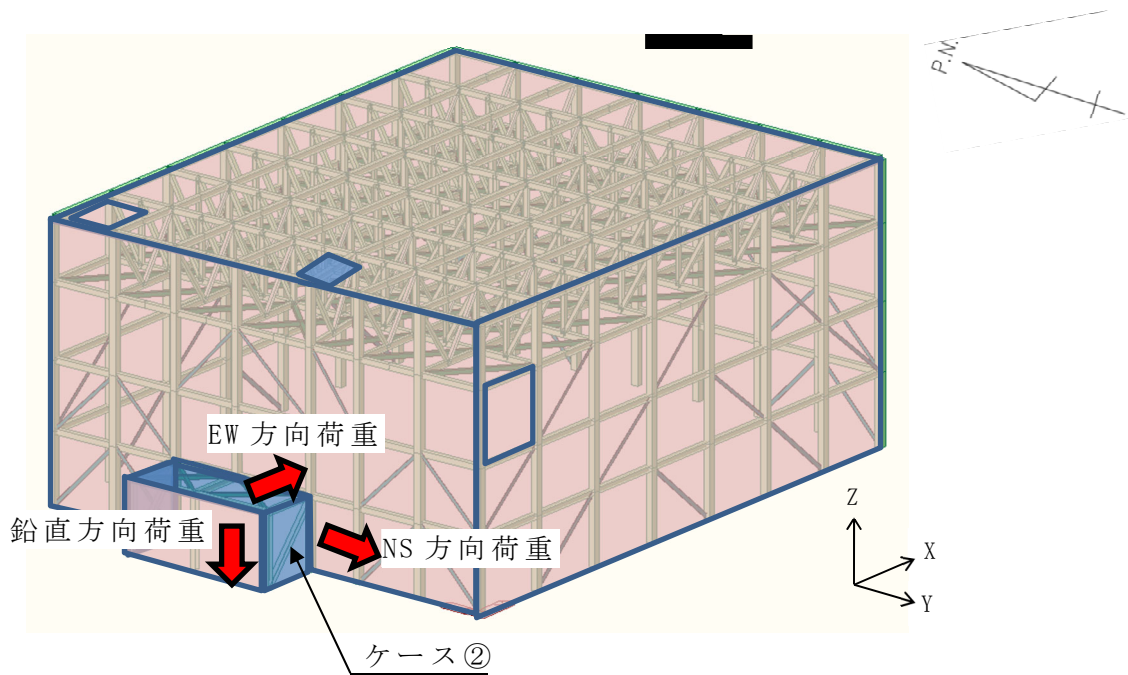
ケース②，④（鉛直方向設置）

注 *：取付ボルト等の設置構造上，保守的になるよう固定荷重，積雪荷重を上向きとして評価する。

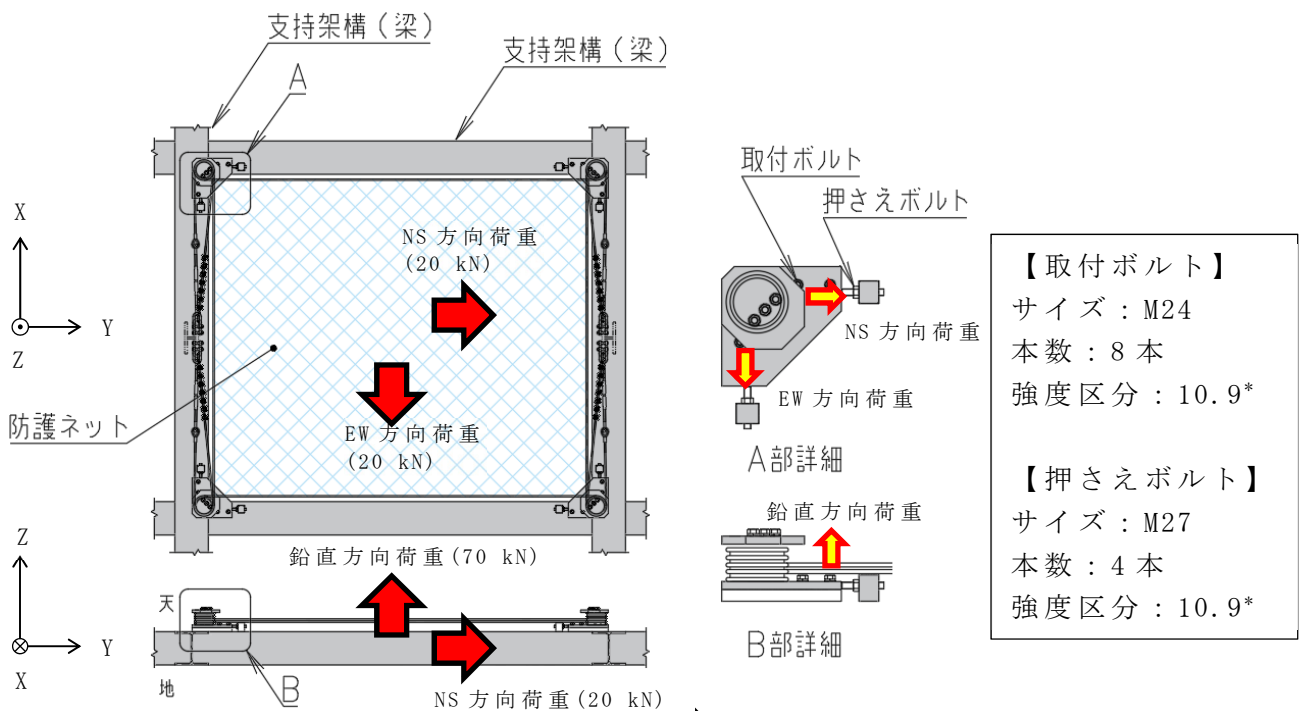
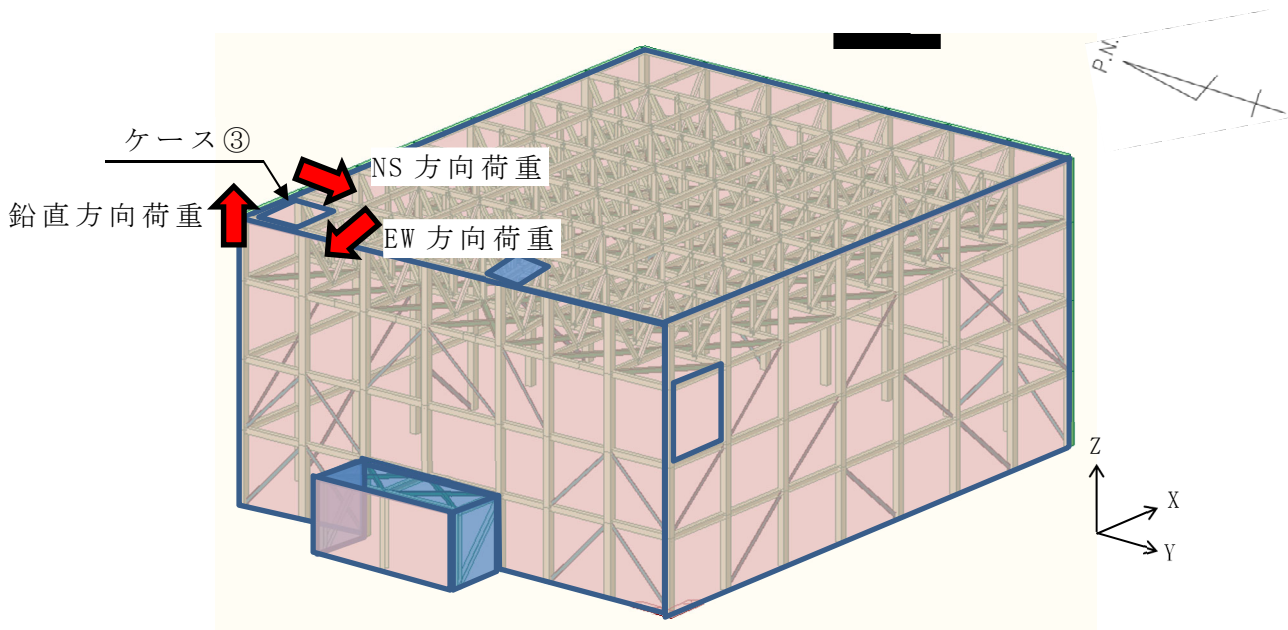
第 4.2-1 図 各ケースにおける荷重の組合せ図



第 4.2-2 図 ケース①の荷重作用図



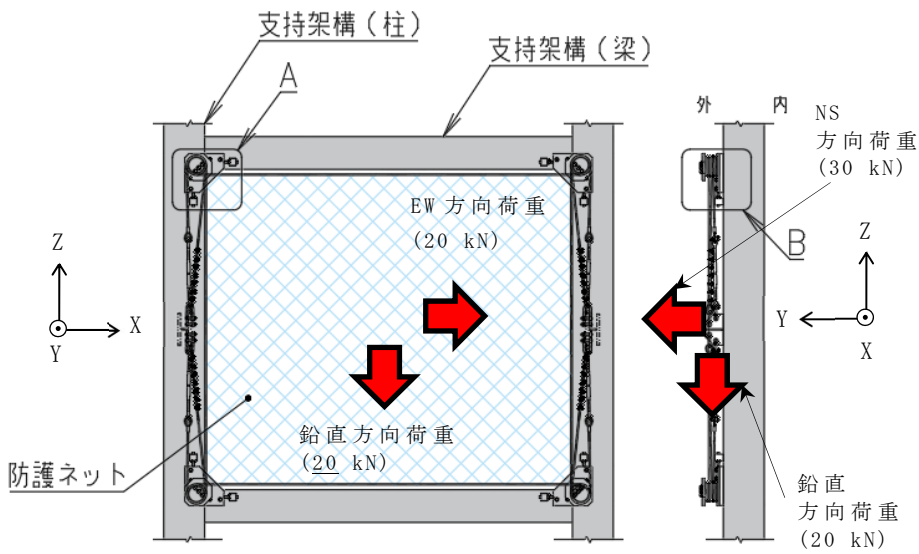
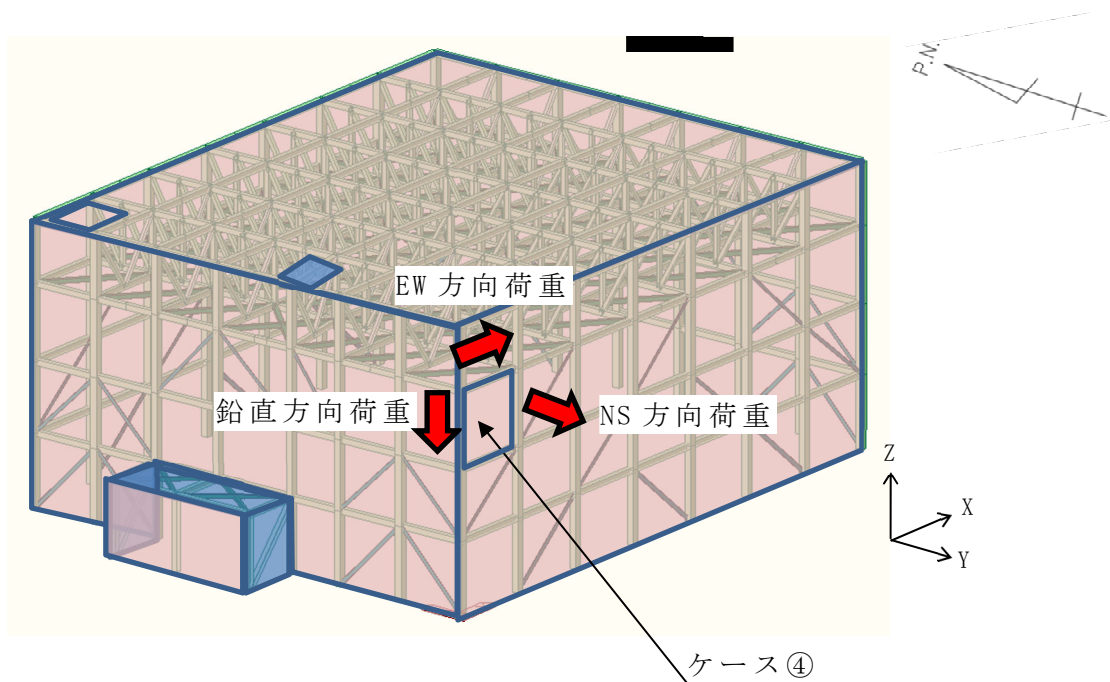
第 4.2-3 図 ケース②の荷重作用図



: S s 地震時に防護板に作用する荷重
 : S s 地震時に取付ボルト等に作用する荷重

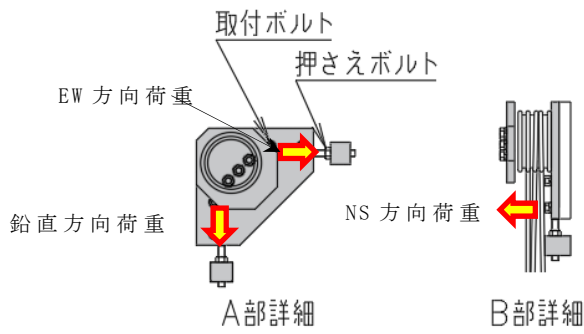
注記 * : JIS B 1051 にて規定された強度の区分



第 4.2-4 図 ケース③の荷重作用図



【取付ボルト】
 サイズ：M24
 本数：8本
 強度区分：10.9*

【押さえボルト】
 サイズ：M27
 本数：4本
 強度区分：10.9*



 : S s 地震時に防護板に作用する荷重
 : S s 地震時に取付ボルト等に作用する荷重
 注記 * : JIS B 1051にて規定された強度の区分

第 4.2-5 図 ケース④の荷重作用図

4.3 確認方法

4.2項に示す荷重を取付ボルト等が均等に負担すると仮定して，耐震性の影響確認を行う。

ただし，防護ネットにおいては，ネットが剛体でないため4箇所の固定部で負担しない恐れがあることから，2箇所の固定部で負担すると仮定し算出し，竜巻飛来物により作用する衝突荷重を基に設計された許容荷重に比べ耐震性が与える影響が小さいことを確認する。

5. 確認結果

「4.3 確認方法」に基づいた評価結果を第 5-1 表に示す。

S s 地震時に取付ボルト等へ作用する最大検定比は 0.04 であり，竜巻飛来物により作用する衝突荷重を基に設計された許容荷重に比べて耐震性が与える影響は小さいことを確認した。

第 5-1 表 取付ボルト等に作用する荷重の比較結果

	荷重方向	ボルト種類	荷重	S s 地震時* ¹ (kN)	許容荷重* ² (kN)	検定比	判定
ケース ①	水平(NS)	取付ボルト	せん断	3	118	0.03	OK
	水平(EW)	取付ボルト	せん断	3	118	0.03	OK
	鉛直	取付ボルト	引張	4	205	0.02	OK
ケース ②	水平(NS)	取付ボルト	引張	1	205	0.01	OK
	水平(EW)	取付ボルト	せん断	1	118	0.01	OK
	鉛直	取付ボルト	せん断	1	118	0.01	OK
ケース ③	水平(NS)	押さえボルト	圧縮	5	334	0.02	OK
	水平(EW)	押さえボルト	圧縮	5	334	0.02	OK
	鉛直	取付ボルト	引張	9	256	0.04	OK
ケース ④	水平(NS)	取付ボルト	引張	4	256	0.02	OK
	水平(EW)	押さえボルト	圧縮	5	334	0.02	OK
	鉛直	押さえボルト	圧縮	5	334	0.02	OK

は、検定比が最大となるケースを示す。

注記 *1:ボルト 1 本あたりに作用する荷重

*2: 設計竜巻の飛来物による衝突荷重を基に設計された許容荷重

6. まとめ

取付ボルト等について，第 2 章において影響確認方針について，第 3 章において対象部位について，第 4 章において耐震性の影響確認について，第 5 章において確認結果について補足した。

S s 地震時に耐震性へ与える影響は小さいことから評価対象外とすることを確認した。