●●●●建設株式会社

「（仮称）●●●●建物」

タワークレーン設置に係る構造安全性検討書

平成●●年●●月

株式会社 DAT エンジニアリングサービス

（免責事項）
株式会社 DAT エンジニアリングサービスは、可能な限り正確な情報に基づいた報告書の作成に努めておりますが、本検討書の最終的な利用の採否はお客様の責任によります。万一、お客様が本報告書を利用して直接的又は間接的な損害を被ったとしても株式会社 DAT エンジニアリングサービスは一切の責任を負担しません。予めご了承願います。

目次

１．概要 1
１．１　目的 1
１．２　前提条件 1
１．３　検討結果の要約 1

２．タワークレーンの設置計画 2
２．１　タワークレーンの概要 2
２．２　タワークレーンのクライミング計画 2
２．３　タワークレーンの設置計画 4

３．構造安全性の検討 7
３．１　検討方針 7
３．２　タワークレーンのブーム方向 9
３．３　本検討で想定する荷重状態 9
３．４　荷重ケース及び評価基準 10
３．５　応力計算モデル 12
３．６　構造安全性評価結果 14
３．６．１　自立の場合（ステップ 1） 14
３．６．２　水平ステー設置の場合（ステップ 4） 24

４．まとめ 26

（添付資料：「BUILD.3S Ⅱ[1]」による応力計算結果）

添付１．１　応力計算結果（自立、タワークレーン作動時又は停止時）
添付１．２　応力計算結果（自立、風荷重及び地震荷重負荷時）
添付１．３　応力計算結果（水平ステー、タワークレーン作動時又は停止時）
添付１．４　応力計算結果（水平ステー、風荷重及び地震荷重負荷時）

添付２．　水平ステー偏芯繋ぎに対する検討

[1] 任意形状立体応力解析プログラム（開発元：株式会社構造ソフト）。

１．概要

１．１　目的

●●●●建設株式会社（以下、「●●建設殿」という）が、「(仮称) ●●●●建物：地上 21 階建、鉄骨造（基礎梁は RC)」（以下、「本建物」という）の鉄骨建方時にタワークレーンを設置したときに発生が想定される荷重に対して本建物の構造安全性が確保できることを構造計算等に基づき確認する。

１．２　前提条件

本検討の前提条件を下記に示す。

①荷重

タワークレーンの設置により発生が想定される荷重及びその荷重と重畳する荷重（躯体重量、施工時荷重、風荷重及び地震荷重）を考慮する。

②検討対象期間

本建物にタワークレーンを設置している期間、すなわちタワークレーン設置時から鉄骨建方完了時までを検討対象期間とする。

③建物の状態

ａ）鉄骨梁の接合状態

検討対象期間中の鉄骨梁の接合状態は、２章「タワークレーンの設置計画」に示す通りとする。

ｂ）杭基礎及び基礎梁

検討対象期間中において、杭基礎及び基礎梁は設計条件通りに施工が完了されているものとする。

１．３　検討結果の要約

本検討結果の要約を表 1.1 に示す。各タワークレーンの設置状況における検定比（発生値／評価基準値）は、すべて 1 以下であり、本検討書に示されるタワークレーン設置計画に基づきタワークレーンを設置した場合における本建物の構造安全性は確保されることを確認した。

表 1.1　検討結果の要約

	タワークレーン設置状況	
	自立 （水平ステー無し）	水平ステー設置
検定比（発生値／評価基準値）の最大値	0.60 （タワークレーン架台設置用アンカーボルト）	0.56 （鉄骨柱）

２．タワークレーンの設置計画

２．１　タワークレーンの概要

本建物に設置する OTA-190S 型のクライミングクレーン（以下、「タワークレーン」という）の概要を表 2.1 に示す。

表 2.1　本建物に設置するタワークレーンの概要

機種	最大作業半径	最大定格荷重
OTA-190S	25m （8.8t 吊荷時）	14t （作業半径 18m）

２．２　タワークレーンのクライミング計画

図 2.1 にタワークレーンのクライミング計画をステップごとに示す。表 2.2 にそれら各ステップの概要を示す。以降、ステップ 1～4 は、図 2.1 及び表 2.2 に示す各ステップを指す。

表 2.2　タワークレーンのクライミング計画における各ステップの概要

ステップ	タワークレーン 設置状況	水平ステー 設置レベル[*1]	タワー高さ （タワー本数）	本建物の 施工範囲
1	自立 （水平ステー無し）	－	39m （7 本）	11 階梁まで
2	水平ステー設置	11 階 SL	45m （8 本）	15 階梁まで
3	水平ステー設置	15 階 SL	57m （10 本）	19 階梁まで
4	水平ステー設置	19 階 SL	69m （12 本）	最終まで （PHRSL まで）

[*1]　水平ステー設置レベルに最も近い階の SL（スラブレベル）を示す。

注）タワークレーン架台は、本建物基礎梁に設置する。

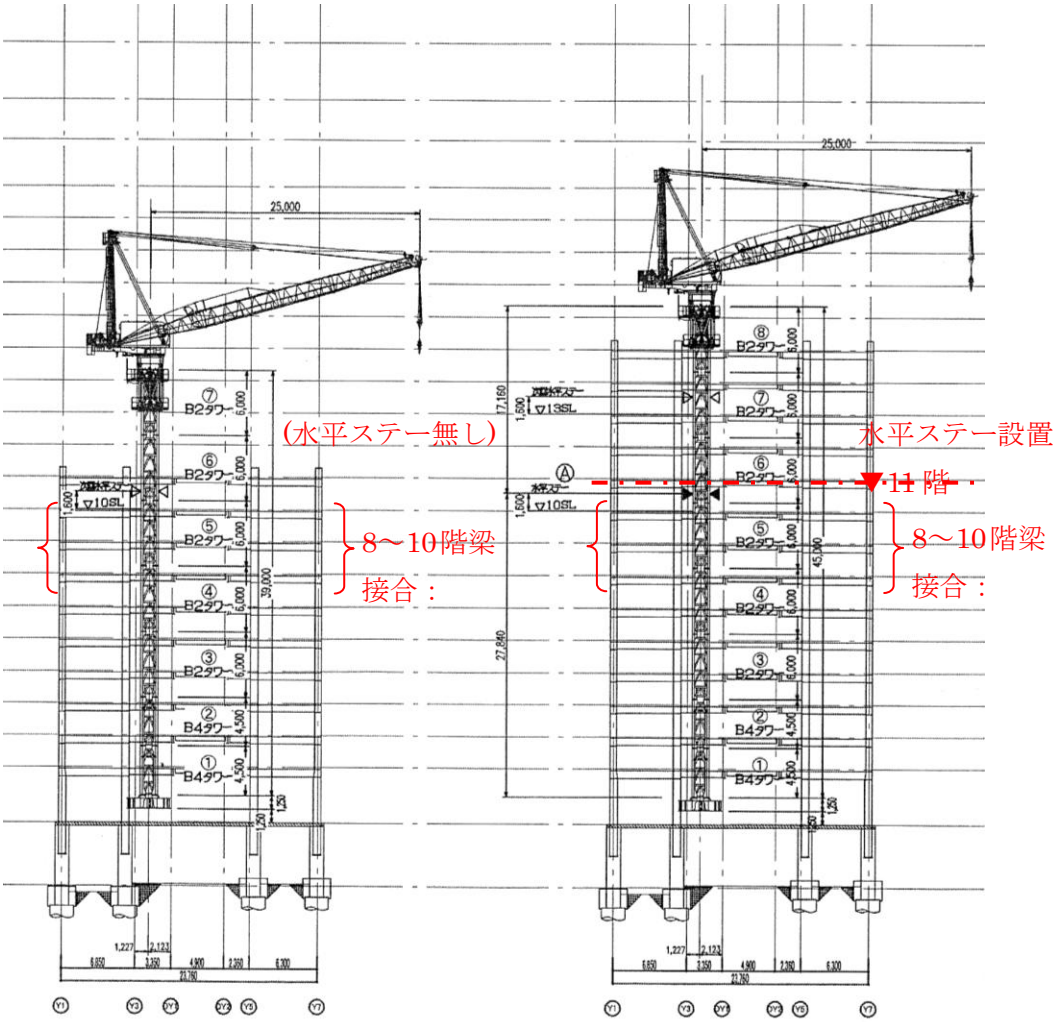


図 2.1　タワークレーンのクライミング計画（1/2）{ステップ 1、ステップ 2}

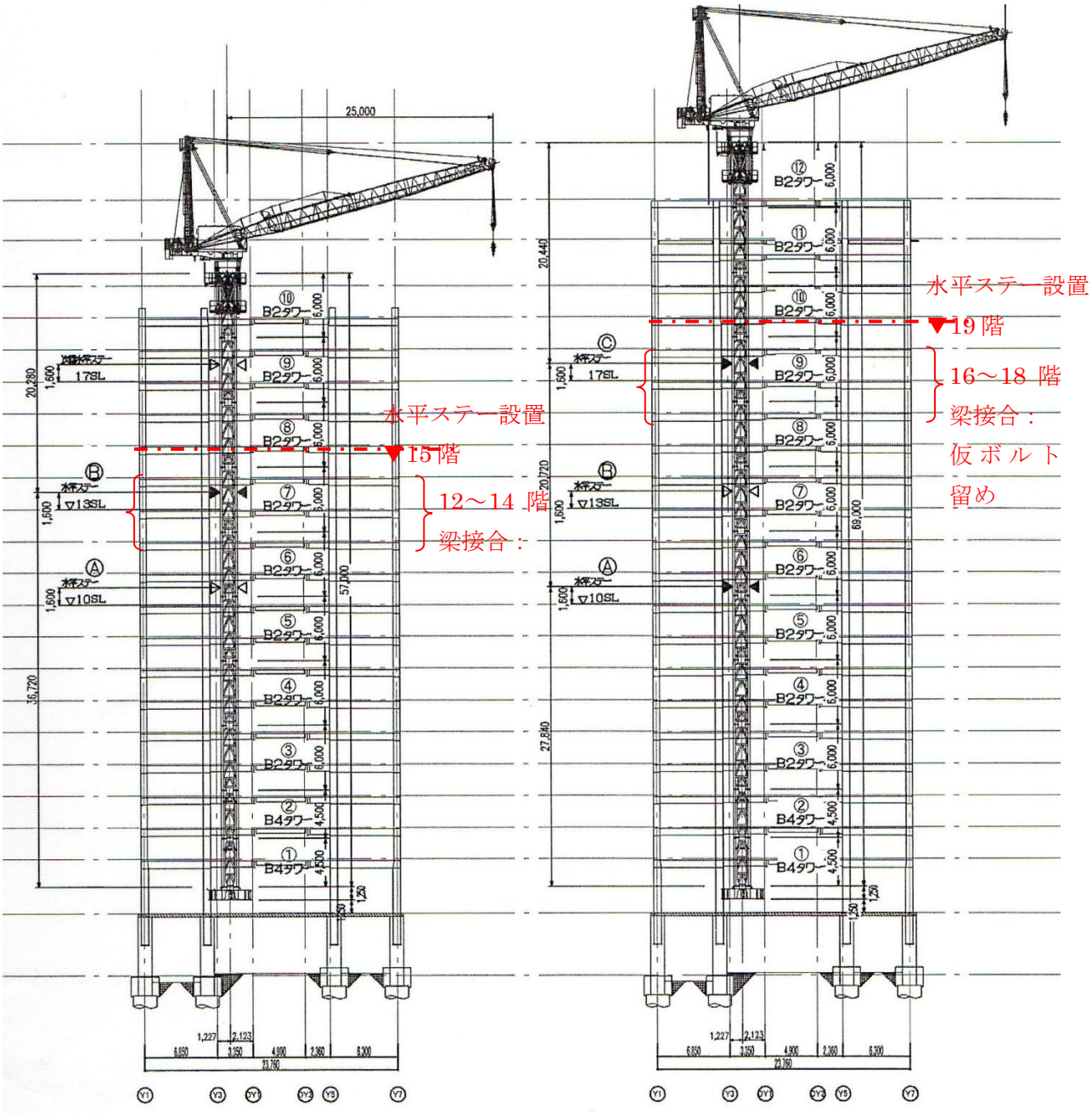


図 2.1　タワークレーンのクライミング計画（2/2）{ステップ 3、ステップ 4}

２．３　タワークレーンの設置計画

（１）タワークレーン架台

図 2.2 にタワークレーン架台の設置計画を示す。タワークレーン架台は、図 2.2 に示すように基礎梁上の R1～R4 の 4 箇所にボルト（4-M45）で固定される計画である。

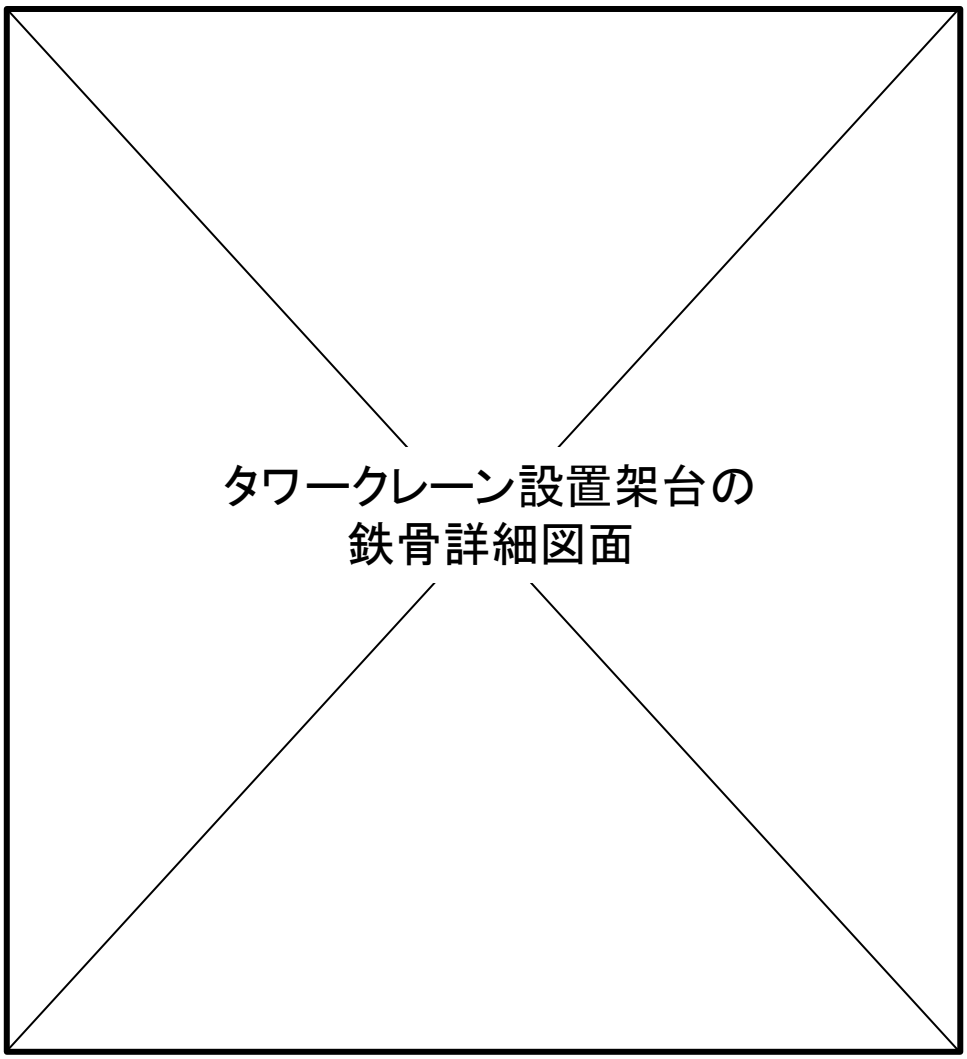


図 2.2　タワークレーン架台の設置計画（基礎(1 階 SL)）

（2）水平ステー

図 2.3 にタワーを支持する水平ステーの設置計画を示す。水平ステーは代表として 15 階及び 19 階に設置するものを示す。水平ステーは、図 2.3 に示すように柱付近に取り付けた梁からのガセットプレートに固定されており、X3 通り側で 1 箇所、X4 通り側で 2 箇所に支持する計画である。

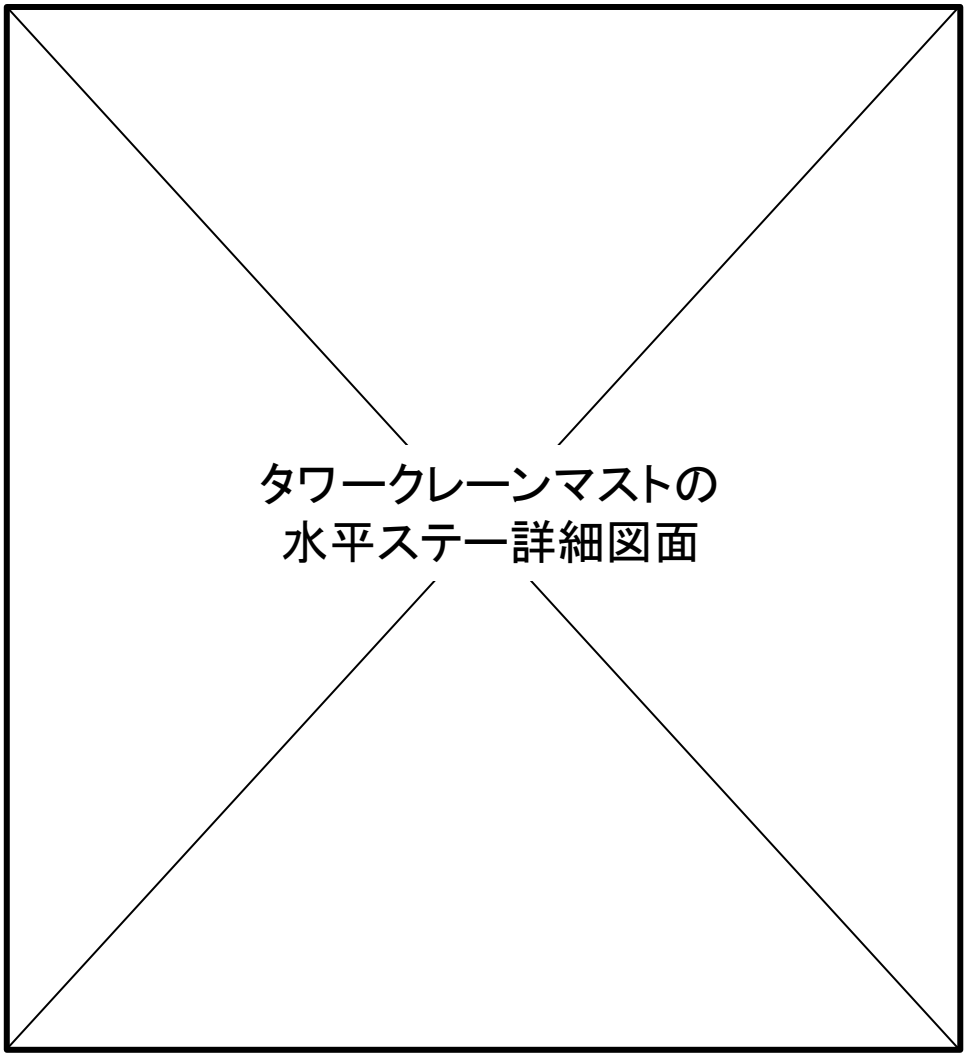
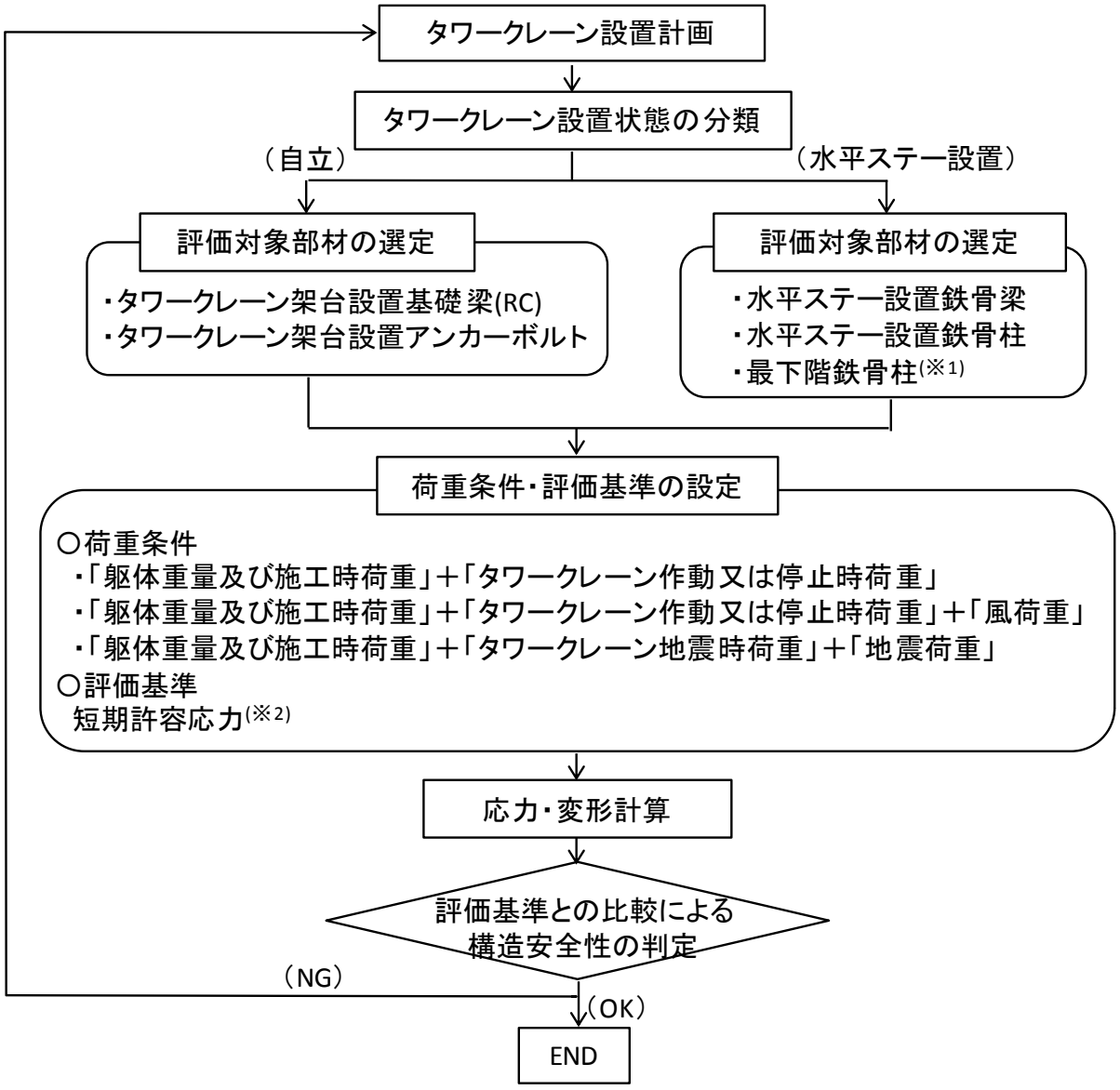


図 2.3　水平ステー設置計画（15 階及び 19 階）

３．構造安全性の検討

３．１　検討方針

図 3.1 に本検討のフローを示す。本検討は、タワークレーンが自立の場合と水平ステー設置の場合に分けて実施する。荷重条件・評価基準は図 3.1 に示すとおりである。本検討に係る応力計算結果等が評価基準を満足しない場合は、クレーン設置計画を見直す提案を行う。



(※1) クレーン設置により発生する荷重により生じる転倒モーメントの影響を考慮して、最下階鉄骨柱も検討対象に加えた。

(※2) 「建築仮設構造研究会：建築仮設の構造計算、2012年10月」を参考に短期許容応力を採用。ただし、短期許容応力に対して妥当な安全余裕を有することを確認する。

図 3.1　タワークレーン設置に係る構造安全性検討フロー

（1）タワークレーンが自立の場合（ステップ 1）

タワークレーン架台設置部周辺の RC 基礎梁に生じる部材応力に対する断面検定を行う。また、RC 基礎梁に打ち込まれるアンカーボルトの引き抜き及びせん断等に対する評価もあわせて実施する。なお、アンカーボルト設置部周辺の RC 基礎梁以外は、断面検定を行わないこととするが、その理由は次のとおりである。本検討は、前述したとおりタワークレーン設置時から鉄骨建方時を対象としており、そのときの躯体重量は、建物完成時の躯体重量に比べて大幅に小さい。そのため、常時作用する鉛直荷重や地震荷重は設計時の荷重に比べて小さいといえる。また、本検討で想定する風荷重は設計条件による風荷重を上回らないといえる。従って、タワークレーンを設置したことにより局部的な荷重を受ける RC 基礎梁以外の部材の構造健全性の評価は不要と考えられる。

一方、本検討ではタワークレーンによる荷重が作用する構造物を評価対象としており、タワークレーンによる荷重が作用しないタワークレーン架台設置階より上の階の鉄骨柱・梁は評価対象から除外した。

（2）水平ステー設置の場合（ステップ 2～4）

水平ステー設置部周辺の鉄骨柱・梁に生じる部材応力に対する断面検定を行う。水平ステーは、ステップ 2～4 において 11 階、15 階及び 19 階にそれぞれ設置する計画であるが、代表として鉄骨躯体の脚部に生じる転倒モーメントが最も大きくなるステップ 4、すなわち 19 階に水平ステーを設置したケースを検討対象とした。なお、水平ステー設置部周辺の鉄骨柱・梁以外は、断面検定を行わないこととするが、その理由は次のとおりである。上記（1）に記載したとおり、常時作用する鉛直荷重や地震荷重は設計時の荷重に比べて小さいといえる。また、本検討で想定する風荷重は設計条件による風荷重を上回らないといえる。従って、タワークレーンを設置したことにより局部的な荷重を受ける鉄骨柱・梁以外の部材の構造健全性の評価は基本的に不要と考えられる。

ただし、タワークレーン設置に伴い局部的に転倒モーメントが増加していることが考えられることから、最下階の鉄骨柱、すなわち 1 階の鉄骨柱も断面検定対象とする。

一方、本検討ではタワークレーンによる荷重が作用する構造物を評価対象としており、タワークレーンによる荷重が作用しない水平ステー設置階より上の階の鉄骨柱・梁は評価対象から除外した。

（3）杭基礎に対する検討

本検討で対象とするタワークレーン設置時から鉄骨建方時における重量が、建物完成時の重量に比べて大幅に小さいことから、杭基礎の評価は省略可能と判断した。

３．２　タワークレーンのブーム方向

図 3.2 にタワークレーンのブーム方向とタワークレーン架台配置との関係を示す。本検討では、タワークレーンのブーム方向は、(1)～(8)とする。なお、水平ステー設置の場合のタワークレーンのブーム方向も図 3.2 の(1)～(8)と同じとする。

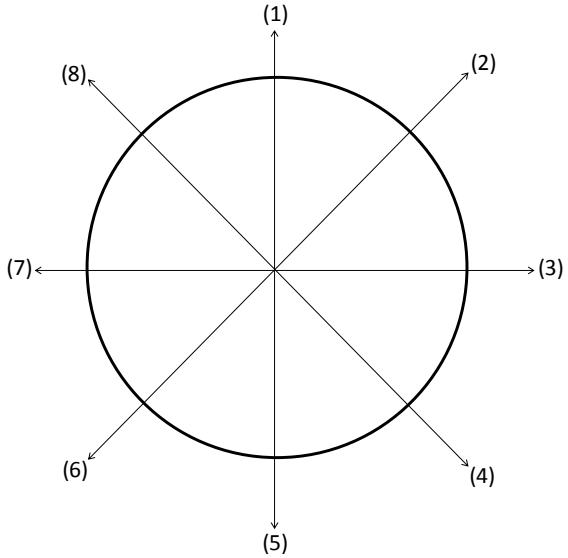


図 3.2　タワークレーンのブーム方向とタワークレーン架台配置との関係

３．３　本検討で想定する荷重状態

本検討で想定する荷重状態は、タワークレーンの設置により本建物に作用する荷重及びその荷重と重畳する可能性がある自然現象等による荷重を考慮して設定した。

表 3.1 に本検討で考慮する荷重状態を示す。表 3.1 は、「JIS B 8831：2004：クレーン荷重及び荷重の組合せに関する設計原則」（以下、「JIS B 8831」という）及び「一般社団法人日本クレーン協会：クレーン構造規格」を参考に設定した。なお、JIS B 8831 には雪荷重等が記載されているが、本検討では建設途中の鉄骨建て方時を対象としており、安全性への影響が軽微と考えられる雪荷重等は省略した。

表 3.1　本検討で考慮する荷重状態

分類	具体的な荷重
定常荷重	・タワークレーンによる荷重 ・躯体重量 ・施工時荷重
非定常荷重	風荷重
特殊荷重	地震荷重

３．４　荷重ケース及び評価基準

３．２及び３．３に示す荷重状態及びタワークレーンのブーム方向を踏まえて設定した荷重ケースならびに本建物の構造安全性評価に用いる評価基準（許容応力）を表 3.2(a)及び表 3.2(b)に示す。

表 3.2(a)がタワークレーンが自立の場合（ステップ 1）、表 3.2(b)が水平ステー設置の場合（ステップ 2～4）に対する荷重ケースであり、両者は基本的に同様である。

表 3.2(a)　荷重ケース（タワークレーンが自立の場合）

荷重ケース No.	荷重						評価基準（許容応力）
	定常荷重			非定常荷重又は特殊荷重			
	建物	タワークレーン[*1]		タワークレーン[*1]		自然現象	
		荷重	方向	荷重	方向		
A1-1	躯体重量＋施工時荷重[*2]	作動時又は停止時荷重[*3]	(1)	－	－	－	短期[*7]
A1-2	同上	同上	(2)	－	－	－	
A 1-3	同上	同上	(3)	－	－	－	
A 1-4	同上	同上	(4)	－	－	－	
A 1-5	同上	同上	(5)	－	－	－	
A 1-6	同上	同上	(6)	－	－	－	
A 1-7	同上	同上	(7)	－	－	－	
A 1-8	同上	同上	(8)	－	－	－	
A 2	同上	同上	(注 1)	－	－	風荷重[*5]	短期
A 3	同上	－	－	地震時荷重[*4]	(注 1)	地震荷重[*6]	短期

[*1] (1)～(8)は、図 3.2 のタワークレーンブーム方向を示す。

[*2] 仮設材重量等を含む施工時荷重で 500N/m^2 と仮定した。[2]

[*3] (1)～(8)方向それぞれの作動時（最大作業半径使用時、最大定格荷重時）及び停止時における最大荷重。[3] ただし、タワークレーンブームが(1)～(8)方向のいずれの方向でもないときに最大荷重が生じる場合は、(1)～(8)方向のうち、最大荷重が生じたタワークレーンブーム方向に最も近い方向にその最大荷重を負荷した。（例えば、(8)方向が最も近接する方向にブームがあるときに最大荷重が生じている場合、(8)方向にその最大荷重を負荷した）

[*4] 地震時（最大作業半径使用時、最大定格荷重時）における最大荷重[3]。

[*5] 建築基準法施行令及び建設省告示に基づく風荷重に対して「日本建築学会：建築物荷重指針・同解説(2004)」の再現期間換算係数を考慮して設定。なお、設計用再現期間 r は、「建築仮設構造研究会：建築仮設の構造計算、2012 年 10 月」を参考に 10 年と設定。

[*6] 建築基準法施行令及び建設省告示に基づく静的地震力。(C_0=0.2)

[*7] 「建築仮設構造研究会：建築仮設の構造計算、2012 年 10 月」を参考に短期許容応力を採用。ただし、短期許容応力に対して妥当な安全余裕を有することを確認する。

(注 1)　構造計算ケース No.A1-1～A1-8 のうち部材断面検定値が最大となったブーム方向、すなわち評価上の余裕が最も小さい結果が得られたブーム方向とする。

[2] 「建築仮設構造研究会：建築仮設の構造計算、2012 年 10 月」を参考に設定。

[3] ●●建設殿提供資料による。

表 3.2(b)　荷重ケース（水平ステー設置の場合）

荷重ケース No.	荷重						評価基準（許容応力）
	定常荷重			非定常荷重又は特殊荷重			
	建物	タワークレーン[*1]		タワークレーン[*1]		自然現象	
		荷重	方向	荷重	方向		
B1-1	躯体重量＋施工時荷重[*2]	作動時又は停止時荷重[*3]	(1)	－	－	－	短期[*7]
B1-2	同上	同上	(2)	－	－	－	
B1-3	同上	同上	(3)	－	－	－	
B1-4	同上	同上	(4)	－	－	－	
B1-5	同上	同上	(5)	－	－	－	
B1-6	同上	同上	(6)	－	－	－	
B1-7	同上	同上	(7)	－	－	－	
B1-8	同上	同上	(8)	－	－	－	
B2	同上	同上	(注 1)	－	－	風荷重[*5]	短期
B3	同上	－	－	地震時荷重[*4]	(注 1)	地震荷重[*6]	短期

注）注釈[*1]～[*7]は表 3.2(a)と同じ。ただし、タワークレーンの「作動時又は停止時荷重」と「地震時荷重」は同じものである。（●●建設殿より両ケースを包含した荷重として提供されたものを使用）

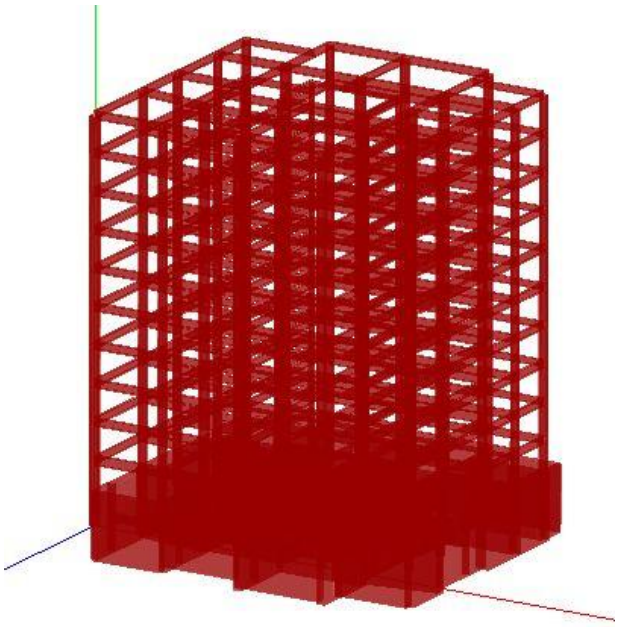
(注 1)　構造計算ケース No.B1-1～B1-8 のうち部材断面検定値が最大となったブーム方向、すなわち評価上の余裕が最も小さい結果が得られたブーム方向とする。

３．５　応力計算モデル

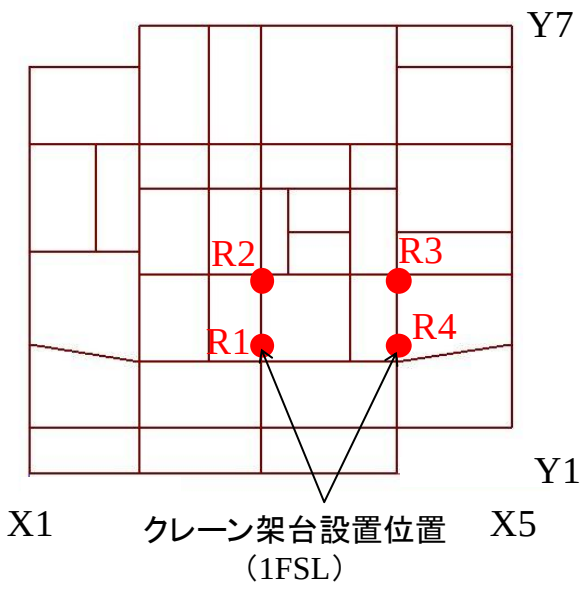
図 3.3(a)及び図 3.3(b)にタワークレーン自立の場合と水平ステー設置の場合における三次元フレーム応力計算モデルを示す。応力計算には、株式会社構造ソフトの「BUILD.3SⅡ」を用いた。応力計算結果の詳細は添付 1.1～1.4 に示す。

タワークレーン自立の場合は、基礎下端から 11 階梁まで梁要素でモデル化した。水平ステー設置の場合（19 階に設置した場合）は、基礎下端から上部全ての部材を梁要素でモデル化した。なお、図 2.1 に示す仮ボルト留めされた鉄骨梁は、両端ピン接合としてモデル化した。

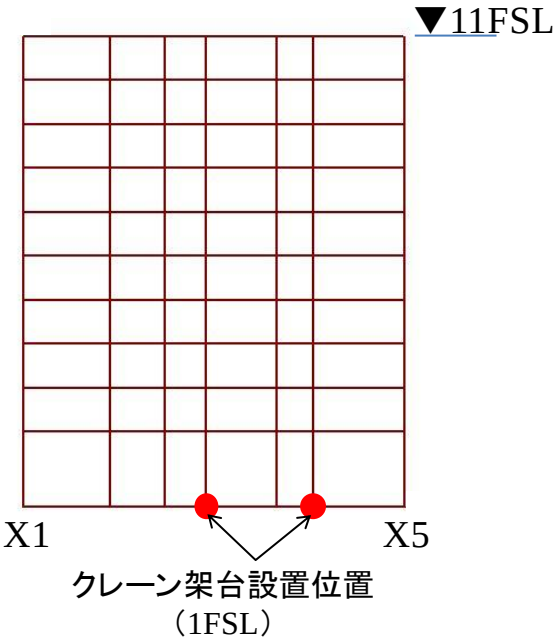
なお、鉄骨小梁については両端ピン接合で水平力をほぼ負担しないとみなせることからモデル化せずにその重量のみ考慮した。ただし、評価対象部材（大梁）に小梁が接続されている場合は、評価対象部材（大梁）の横補剛間隔設定において考慮した。



(i)　鳥瞰図

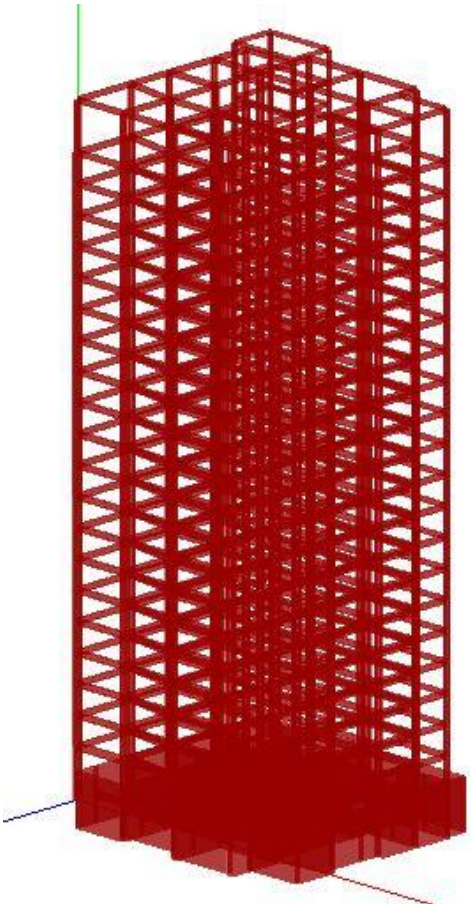


(ii)　平面図

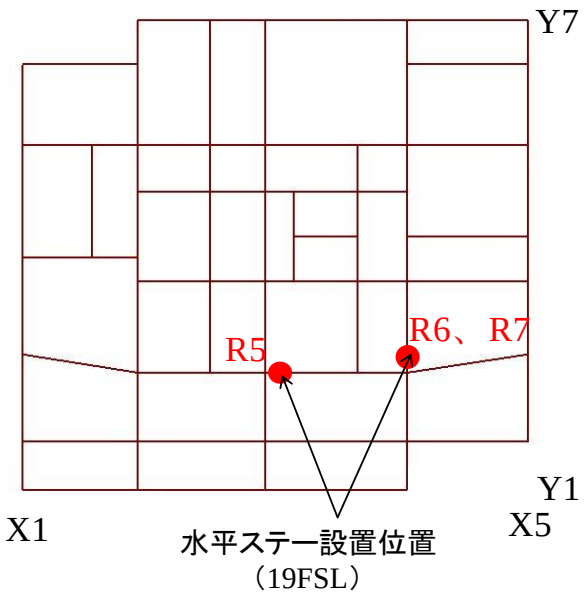


(iii)　立面図

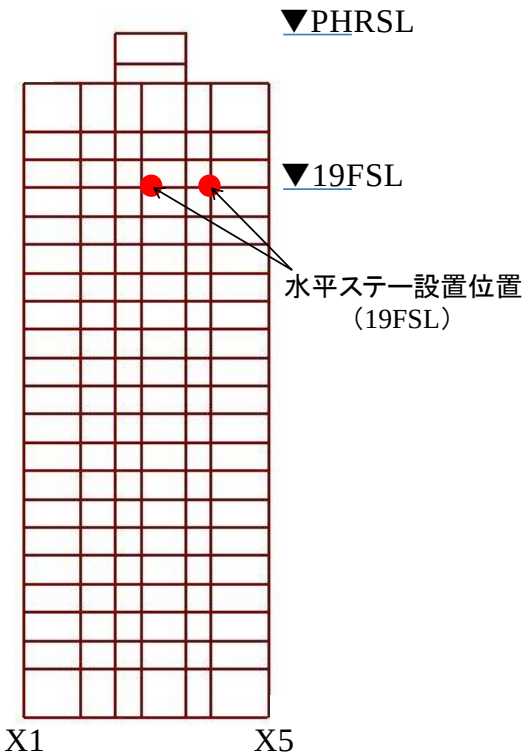
図 3.3(a)　三次元フレーム応力計算モデル（タワークレーン自立、ステップ 1）



(i)　鳥瞰図



(ii)　平面図



(iii)　立面図

図 3.3(b)　三次元フレーム応力計算モデル（水平ステー設置、ステップ 4）

３．６　構造安全性評価結果

３．６．１　自立の場合（ステップ 1）

（１）RC 基礎梁の部材応力に対する断面検定

表 3.3 に自立の場合（ステップ 1）において断面検定比が最大となった RC 基礎梁の評価結果を示す。図 3.4 に断面検定比が最大となった RC 基礎梁の位置及び地震荷重の作用方向を示す。断面検定比の算定には株式会社構造ソフトの「POWER-Designer/RC 造」を用いた。また、本計算に用いた RC 基礎梁のコンクリート及び鉄筋の材料種類は、設計標準仕様に記載のものとした。表 3.3 に示される結果から、RC 基礎梁に発生する応力は評価基準（許容応力）以下であり、構造安全性は確保されることを確認した。なお、「躯体重量＋施工時荷重」に対して発生する RC 基礎梁の応力が長期許容応力以下であることもあわせて確認している。

表 3.3　RC 基礎梁の断面検定結果（自立の場合：ステップ 1）

タワークレーン設置状況		自立 （ステップ1）
タワークレーンのブーム方向[*1]		(8)
断面検定比が最大となった部材の種類		鉄筋コンクリート基礎梁
断面検定比が最大となった 荷重ケース	No.	A3
	組合せ荷重 の内訳	・躯体重量＋施工時荷重 ・タワークレーン地震時荷重 ・建物地震荷重
断面検定比が最大となった応力種別		せん断力
せん断応力Qd（kN）		5004
許容せん断応力Qa（kN）		9308
Qd/Qa （≦1）		0.54
評価結果		OK!!

[*1] 荷重ケースNo.A1−1～A1−8に対する応力計算・断面検定結果においてRC基礎梁の断面検定比が最大となったタワークレーンのブーム方向を設定。

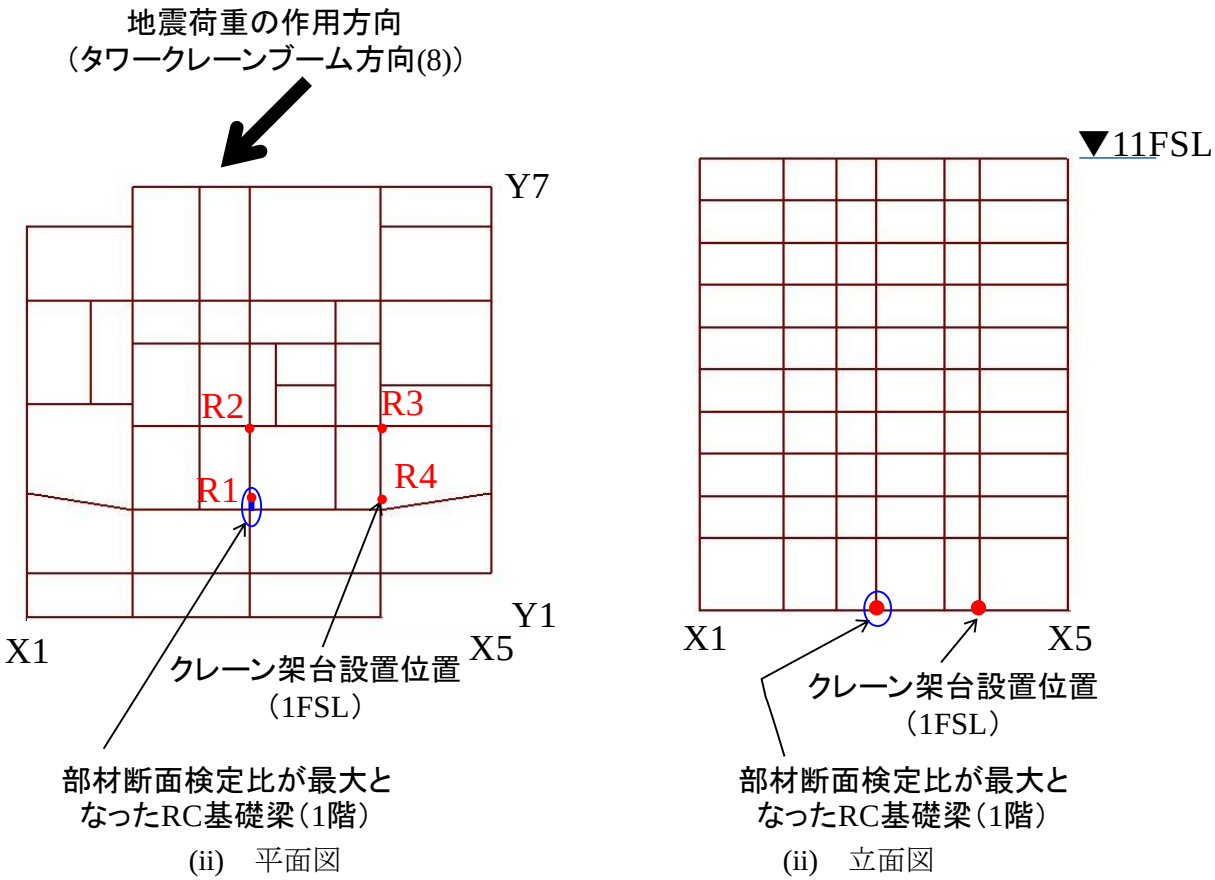


図 3.4　断面検定比が最大となった RC 基礎梁の位置及び地震荷重の作用方向

（2）タワークレーン架台設置用アンカーボルトに対する評価

タワークレーン架台設置用アンカーボルト（4-M45）に対する評価結果を示す。タワークレーン架台アンカーボルトに対する評価は、「日本建築学会　各種合成構造設計指針・同解説 2010」に準じて「（２．１）タワークレーン作動時又は停止時」及び「（２．２）地震時」それぞれに対して実施した。また、評価基準は短期荷重用の許容値を採用した。ここに示される結果から、タワークレーン架台設置用アンカーボルトに生じるタワークレーン反力は、評価基準以下であり、構造安全性は確保されることを確認した。

（２．１）　タワークレーン作動時又は停止時

（２．１．１）アンカーボルトの引張強度評価

「日本建築学会 各種合成構造設計指針・同解説2010」の
「頭付きアンカーボルトの設計」に準じて下式により評価する。

Pa＝MIN（Pa1、Pa2）　[N]
Pa1＝φ1・sσpa・sca
Pa2＝φ2・cσt・Ac

Pa：　頭付きアンカーボルトの許容引張力
Pa1：　降伏により定まる場合の頭付きアンカーボルトの許容引張力
Pa2：　定着したコンクリート躯体のコーン状破壊により定まる場合のアンカーボルトの許容引張力
φ1：　低減係数で、長期荷重用は2/3、短期荷重用は1.0。
φ2：　低減係数で、長期荷重用は1/3、短期荷重用は2/3。
sσpa：頭付きアンカーボルトの引張強度でsσpa=sσy。
sσy：頭付きアンカーボルトの降伏点強度。
sca：　頭付きアンカーボルトの断面積で、軸部断面積とねじ部有効断面積の小なる方の値。
cσt：　コーン状破壊に対するコンクリートの引張強度でcσt=0.31√Fc [N/mm^2]とする。
　　ただし、軽量コンクリートを用いる場合は、この値の 90% とする。
Fc：　コンクリートの設計基準強度 [N/mm^2]
Ac：　コーン状破壊面の有効水平投影面積。
αc：　施工のバラツキを考慮した低減係数で、αc=0.75。

ただし、頭付きアンカーボルトの許容引張時の頭部支圧応力度は、コンクリートの支圧強度fn以下となるようにする。

Pa/A0　≦　fn

A0：　頭付きアンカーボルト頭部の支圧面積、A0＝π(D^2-d^2)/4。
fn：　コンクリートの支圧強度、fn＝√(Ac/A0)・Fc、√(Ac/A0)≦6。
D：　頭付きアンカーボルト頭部の直径
d：　頭付きアンカーボルト軸部の直径

（a）　Pa1の算定

φ 1[*1]	アンカーボルトの降伏強度[*2] sσ y (=sσ pa) (N/mm^2)	アンカーボルト4-M45の有効断面積[*3] Ae (=sca) (mm^2/支持点)	Pa1(N)	Pa1(kN)
1	785	5220	4097700	4097.7

[*1]短期荷重用として設定。
[*2]SCM435の降伏強度(785(N/mm^2))。
[*3]慣用値から算定。

（ｂ）　Pa2の算定

φ 2[*1]	Fc (N/mm^2)	cσ t (=0.31・√Fc) (N/mm^2)
0.666666667	36	1.86

投影幅 B (mm)	アンカーボルト有効埋め込み長さ le (mm)	アンカーボルトの幅方向の間隔 s (mm)	投影長さ L (mm)
700	1350	450	3150

Ac (mm^2)	Pa2(N)	Pa2(kN)
2205000	2734200	2734.2

[*1]短期荷重用として設定。

（ｃ）　Paの算定及び評価結果

Pa (kN)	最大引張反力 Pmax(kN)	Pmax/Pa	判定(≦1)
2734.2	1644	0.60	OK!!

（ｄ）　コンクリート支圧強度に対する確認

D (mm)	d (mm)	A0 (mm^2)
130.0	45	11682.79768

Fc (N/mm^2)	√(Ac/A0) (≦6)	fn (N/mm^2)
36.0	6.0	216

Pa(1)/A0[*1]	{Pa(1)/A0}/fn	判定(≦1)
58.5	0.27	OK!!

[*1]Pa(1)は、アンカーボルト1本あたりの引張耐力(N)。すなわち、Pa(1)＝Pa/4×10^3。

（参考）
アンカーボルトに均等に荷重が作用しなかった場合を考慮した評価結果を以下に示す。

（参考．ｃ）　Paの算定及び評価結果
Pa'＝(3/4)・Paとして評価した結果を以下に示す。

Pa'(kN)	最大引張反力 Pmax(kN)	Pmax/Pa'	判定(≦1)
2050.7	1644	0.80	OK!!

（参考．ｄ）　コンクリート支圧強度に対する確認
Pa(1)'＝(4/3)・Pa(1)として評価した結果を以下に示す。

Pa(1)'/A0[*1]	{Pa(1)/A0}/fn	判定(≦1)
78.0	0.36	OK!!

（２．１．２）アンカーボルトのせん断強度評価
「日本建築学会 各種合成構造設計指針・同解説2010」の
「頭付きアンカーボルトの設計」に準じて下式により評価する。

qa＝MIN（qa1、qa2、qa3）[N]
qa1＝φ1・sσqa・sca
qa2＝φ2・cσqa・sca
qa3＝φ2・cσt・Aqc

qa：頭付きアンカーボルトの許容せん断力
qa1：せん断強度により決まる場合の許容せん断力
qa2：定着したコンクリート躯体の支圧強度により決まる場合の許容せん断力
qa3：定着したコンクリート躯体のコーン状破壊により決まる場合の許容せん断力
φ1：　低減係数で、長期荷重用は2/3、短期荷重用は1.0。
φ2：　低減係数で、長期荷重用は1/3、短期荷重用は2/3。
sσqa：頭付きアンカーボルトのせん断強度、sσqa＝0.7×sσy
sσy：頭付きアンカーボルトの降伏点強度。
sca：　頭付きアンカーボルトの断面積で、軸部断面積とねじ部有効断面積の小なる方の値。
cσqa：コンクリートの支圧強度、cσqa＝0.5×√(Fc・Ec)
cσt：　コーン状破壊に対するコンクリートの引張強度でcσt=0.31√Fc [N/mm^2]とする。
　　ただし、軽量コンクリートを用いる場合は、この値の 90% とする。
Fc：　コンクリートの設計基準強度[N/mm^2]
Ec：　コンクリートのヤング係数[N/mm^2]
Aqc：　せん断力方向の側面におけるコーン状破壊面の有効投影面積、Aqc＝0.5・π・C^2[mm^2]
C：　へりあき寸法[mm]

ただし、短期許容せん断力を確保するための頭付きアンカーボルトの有効埋め込み長さleは、下式を満たすように算定する。
　sσpa・sca　≦　cσt・Ac

（ａ）　qa1の算定

φ 1[*1]	アンカーボルトの降伏強度[*2] sσ qa (=0.7･sσ y) (N/mm^2)	アンカーボルトの有効せん断断面積 sca (mm^2)	qa1(N)	qa1(kN)
1	549.5	5220	2868390	2868.4

[*1]短期荷重用として設定。
[*2]SCM435の降伏強度(785(N/mm^2))×0.7より算定。

（ｂ）　qa2の算定

φ 2[*1]	Fc (N/mm^2)	Ec (N/mm^2)	cσ qa (N/mm^2)
0.66667	36	2594.9	152.8218529

sca (mm^2)	qa2(N)	qa2(kN)
5220	531820.048	531.8

（ｃ）　qa3の算定

φ 2*1	Fc (N/mm^2)	cσ t (=0.31・√Fc) (N/mm^2)
0.66667	36	1.86

C (mm)	Aqc (mm^2)	qa3(N)	qa3(kN)
220	76026.54222	94272.91235	94.3

（ｄ）　qaの算定及び評価結果

qa (kN)	最大水平反力 qmax*1(kN)	qmax/qa	判定(≦1)
94.3	33.8	0.36	OK!!

*1 へりあきのせまい片側のアンカーボルト2本に支点作用反力の1/2が作用するものとした。

（ｅ）　短期許容せん断力を確保するための1eに関する確認

sσ pa・sca	cσ t・Ac	sσ pa・sca/cσ t・Ac	判定(≦1)
4097700	4101300	0.999	OK!!

（参考）
アンカーボルトに均等に荷重が作用しなかった場合を考慮した評価結果を以下に示す。

（参考．ｄ）　qaの算定及び評価結果
qa'＝(3/4)・qaとして評価した結果を以下に示す。

qa'(kN)	最大水平反力 qmax*1(kN)	qmax/qa'	判定(≦1)
70.7	33.8	0.48	OK!!

（２．１．３）アンカーボルトの引張とせん断の組合せに係る強度評価
「日本建築学会 各種合成構造設計指針・同解説2010」の
「頭付きアンカーボルトの設計」に準じて下式により評価する。

$$(Pmax/Pa)^2 + (qmax/qa)^2 \leqq 1$$

Pmax/Pa	qmax/qa	$(Pmax/Pa)^2 + (qmax/qa)^2$	判定(≦1)
0.60	0.36	0.49	OK!!

（参考）
アンカーボルトに均等に荷重が作用しなかった場合を考慮した評価結果を以下に示す。
Pa'＝(3/4)・Pa、qa'＝(3/4)・qaとして評価した結果を以下に示す。

Pmax/Pa'	qmax/qa'	$(Pmax/Pa')^2 + (qmax/qa')^2$	判定(≦1)
0.80	0.48	0.87	OK!!

（２．２）　地震時

（２．２．１）アンカーボルトの引張強度評価

「日本建築学会 各種合成構造設計指針・同解説2010」の
「頭付きアンカーボルトの設計」に準じて下式により評価する。

Pa＝MIN（Pa1、Pa2）　[N]
Pa1＝φ1・sσpa・sca
Pa2＝φ2・cσt・Ac

Pa：　頭付きアンカーボルトの許容引張力
Pa1：　降伏により定まる場合の頭付きアンカーボルトの許容引張力
Pa2：　定着したコンクリート躯体のコーン状破壊により定まる場合のアンカーボルトの許容引張力
φ1：　低減係数で、長期荷重用は2/3、短期荷重用は1.0。
φ2：　低減係数で、長期荷重用は1/3、短期荷重用は2/3。
sσpa：　頭付きアンカーボルトの引張強度でsσpa=sσy。
sσy：　頭付きアンカーボルトの降伏点強度。
sca：　頭付きアンカーボルトの断面積で、軸部断面積とねじ部有効断面積の小なる方の値。
cσt：　コーン状破壊に対するコンクリートの引張強度でcσt=0.31√Fc [N/mm^2]とする。
ただし、軽量コンクリートを用いる場合は、この値の 90% とする。
Fc：　コンクリートの設計基準強度 [N/mm^2]
Ac：　コーン状破壊面の有効水平投影面積。
αc：　施工のバラツキを考慮した低減係数で、αc=0.75。

ただし、頭付きアンカーボルトの許容引張時の頭部支圧応力度は、コンクリートの
支圧強度fn以下となるようにする。

Pa/A0　≦　fn

A0：　頭付きアンカーボルト頭部の支圧面積、A0＝π(D^2-d^2)/4。
fn：　コンクリートの支圧強度、fn＝√(Ac/A0)・Fc、√(Ac/A0)≦6。
D：　頭付きアンカーボルト頭部の直径
d：　頭付きアンカーボルト軸部の直径

（ａ）　Pa1の算定

φ 1[*1]	アンカーボルトの降伏強度[*2] sσ y (=sσ pa) (N/mm^2)	アンカーボルト4-M45の有効断面積[*3] Ae (=sca) (mm^2/支持点)	Pa1(N)	Pa1(kN)
1	785	5220	4097700	4097.7

[*1]短期荷重用として設定。
[*2]SCM435の降伏強度(785(N/mm^2))。
[*3]慣用値から算定。

（ｂ）　Pa2の算定

φ 2[*1]	Fc (N/mm^2)	cσ t (=0.31・√Fc) (N/mm^2)
0.666666667	36	1.86

投影幅 B (mm)	アンカーボルト有効埋め込み長さ le (mm)	アンカーボルトの幅方向の間隔 s (mm)	投影長さ L (mm)
700	1350	450	3150

Ac (mm^2)	Pa2(N)	Pa2(kN)
2205000	2734200	2734.2

[*1]短期荷重用として設定。

（ｃ）　Paの算定及び評価結果

Pa (kN)	最大引張反力 Pmax(kN)	Pmax/Pa	判定(≦1)
2734.2	1517.5	0.56	OK!!

（ｄ）　コンクリート支圧強度に対する確認

D (mm)	d (mm)	A0 (mm^2)
130.0	45	11682.79768

Fc (N/mm^2)	√(Ac/A0) (≦6)	fn (N/mm^2)
36.0	6.0	216

Pa(1)/A0[*1]	{Pa(1)/A0}/fn	判定(≦1)
58.5	0.27	OK!!

[*1]Pa(1)は、アンカーボルト1本あたりの引張耐力(N)。すなわち、Pa(1)＝Pa/4×10^3。

（参考）
アンカーボルトに均等に荷重が作用しなかった場合を考慮した評価結果を以下に示す。

（参考．ｃ）　Paの算定及び評価結果
Pa'＝(3/4)・Paとして評価した結果を以下に示す。

Pa'(kN)	最大引張反力 Pmax(kN)	Pmax/Pa'	判定(≦1)
2050.7	1517.5	0.74	OK!!

（参考．ｄ）　コンクリート支圧強度に対する確認
Pa(1)'＝(4/3)・Pa(1)として評価した結果を以下に示す。

Pa(1)'/A0[*1]	{Pa(1)/A0}/fn	判定(≦1)
78.0	0.36	OK!!

（２．２．２）アンカーボルトのせん断強度評価
「日本建築学会 各種合成構造設計指針・同解説2010」の
「頭付きアンカーボルトの設計」に準じて下式により評価する。

qa＝MIN（qa1、qa2、qa3）[N]
qa1＝φ1・sσqa・sca
qa2＝φ2・cσqa・sca
qa3＝φ2・cσt・Aqc

qa：頭付きアンカーボルトの許容せん断力
qa1：せん断強度により決まる場合の許容せん断力
qa2：定着したコンクリート躯体の支圧強度により決まる場合の許容せん断力
qa3：定着したコンクリート躯体のコーン状破壊により決まる場合の許容せん断力
φ1：　低減係数で、長期荷重用は2/3、短期荷重用は1.0。
φ2：　低減係数で、長期荷重用は1/3、短期荷重用は2/3。
sσqa：頭付きアンカーボルトのせん断強度、sσqa＝0.7×sσy
sσy：頭付きアンカーボルトの降伏点強度。
sca：　頭付きアンカーボルトの断面積で、軸部断面積とねじ部有効断面積の小なる方の値。
cσqa：コンクリートの支圧強度、cσqa＝0.5×√(Fc・Ec)
cσt：　コーン状破壊に対するコンクリートの引張強度でcσt=0.31√Fc [N/mm^2]とする。
　　ただし、軽量コンクリートを用いる場合は、この値の 90% とする。
Fc：　コンクリートの設計基準強度[N/mm^2]
Ec：　コンクリートのヤング係数[N/mm^2]
Aqc：　せん断力方向の側面におけるコーン状破壊面の有効投影面積、Aqc＝0.5・π・C^2[mm^2]
C：　へりあき寸法[mm]

ただし、短期許容せん断力を確保するための頭付きアンカーボルトの有効埋め込み長さleは、下式を満たすように算定する。
　sσpa・sca　≦　cσt・Ac

（ａ）　qa1の算定

φ 1[*1]	アンカーボルトの降伏強度[*2] sσ qa (=0.7･sσ y) (N/mm^2)	アンカーボルトの有効せん断断面積 sca (mm^2)	qa1(N)	qa1(kN)
1	549.5	5220	2868390	2868.4

[*1]短期荷重用として設定。
[*2]SCM435の降伏強度(785(N/mm^2))×0.7より算定。

（ｂ）　qa2の算定

φ 2[*1]	Fc (N/mm^2)	Ec (N/mm^2)	cσ qa (N/mm^2)
0.66667	36	2594.9	152.8218529

sca (mm^2)	qa2(N)	qa2(kN)
5220	531820.048	531.8

（ｃ）　qa3の算定

φ 2[*1]	Fc (N/mm^2)	cσ t (=0.31・√Fc) (N/mm^2)
0.66667	36	1.86

C (mm)	Aqc (mm^2)	qa3（N）	qa3（kN）
220	76026.54222	94272.91235	94.3

（ｄ）　qaの算定及び評価結果

qa (kN)	最大水平反力 qmax[*1]（kN）	qmax/qa	判定（≦1）
94.3	45.9	0.49	OK!!

[*1] へりあきのせまい片側のアンカーボルト2本に支点作用反力の1/2が作用するものとした。

（ｅ）　短期許容せん断力を確保するためのleに関する確認

sσ pa・sca	cσ t・Ac	sσ pa・sca/cσ t・Ac	判定（≦1）
4097700	4101300	0.999	OK!!

（参考）
アンカーボルトに均等に荷重が作用しなかった場合を考慮した評価結果を以下に示す。

（参考．ｄ）　qaの算定及び評価結果
qa’＝(3/4)・qaとして評価した結果を以下に示す。

qa’（kN）	最大水平反力 qmax[*1]（kN）	qmax/qa’	判定（≦1）
70.7	45.9	0.65	OK!!

（２．２．３）アンカーボルトの引張とせん断の組合せに係る強度評価
「日本建築学会 各種合成構造設計指針・同解説2010」の
「頭付きアンカーボルトの設計」に準じて下式により評価する。

$$(Pmax/Pa)^2 + (qmax/qa)^2 \leqq 1$$

Pmax/Pa	qmax/qa	$(Pmax/Pa)^2 + (qmax/qa)^2$	判定（≦1）
0.56	0.49	0.55	OK!!

（参考）
アンカーボルトに均等に荷重が作用しなかった場合を考慮した評価結果を以下に示す。
Pa’＝(3/4)・Pa、qa’＝(3/4)・qaとして評価した結果を以下に示す。

Pmax/Pa’	qmax/qa’	$(Pmax/Pa')^2 + (qmax/qa')^2$	判定（≦1）
0.74	0.65	0.97	OK!!

３．６．２　水平ステー設置の場合（ステップ 4）

表 3.4 に水平ステー設置の場合（ステップ 4）において断面検定比が最大となった鉄骨部材（1 階柱）の評価結果を示す。図 3.5 に断面検定比が最大となった鉄骨部材（1 階柱）の位置及び風荷重の作用方向を示す。断面検定比の算定には株式会社構造ソフトの「POWER-Designer/S 造」を用いた。本計算に使用した鉄骨の材料種類は、すべて SS400 とした。そのため、実際には本評価結果に示される以上の安全余裕を有していると考えられる。表 3.4 に示される結果から、鉄骨部材（柱及び梁）に発生する応力は評価基準（許容応力）以下であり、構造安全性は確保されることを確認した。なお、「躯体重量＋施工時荷重」に対して発生する鉄骨柱・梁の応力が長期許容応力以下であることもあわせて確認している。

表 3.4　鉄骨部材の断面検定結果（水平ステー設置の場合：ステップ 4）

タワークレーン設置状況		水平ステー設置 （ステップ4）
タワークレーンのブーム方向[*1]		（4）
断面検定比が最大となった部材の種類		鉄骨柱（1階）
断面検定比が最大となった荷重ケース	No.	B2
	組合せ荷重の内訳	・躯体重量＋施工時荷重 ・タワークレーン作動時又は停止時荷重[*2] ・建物風荷重
断面検定比が最大となった応力種別		曲げモーメントと軸力の組合せ
軸力Nd（kN）		2218
軸応力度σ Nd（N/mm^2）		72
σ Nd/fN[*3]		0.33
曲げモーメントMd（kN・m）		185
曲げ応力度σ bd（N/mm^2）		53
σ bd/fb[*3]		0.23
曲げモーメントと軸力の組合せに対する検定比（≦1）		0.56
評価結果		OK!!

[*1] 荷重ケースNo.B1−1～B1−8に対する応力計算・断面検定結果において鉄骨部材の断面検定比が最大となったタワークレーンのブーム方向を設定。

[*2] 大成建設殿より提供された「タワークレーン作動時又は停止時荷重」及び「タワークレーン地震時荷重」を包含した荷重を使用。

[*3] fNは軸力に対する許容応力度、fbは曲げモーメントに対する許容応力度を表す。

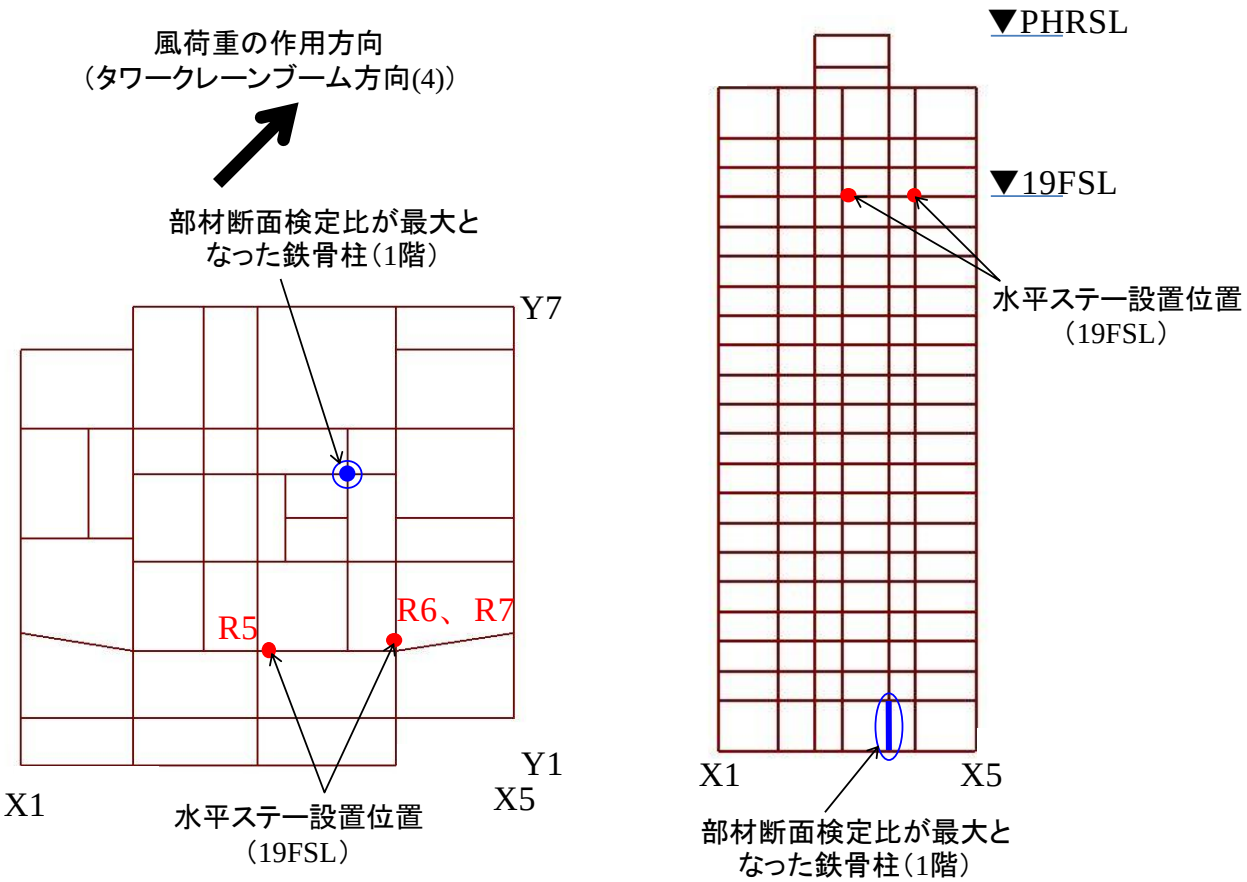
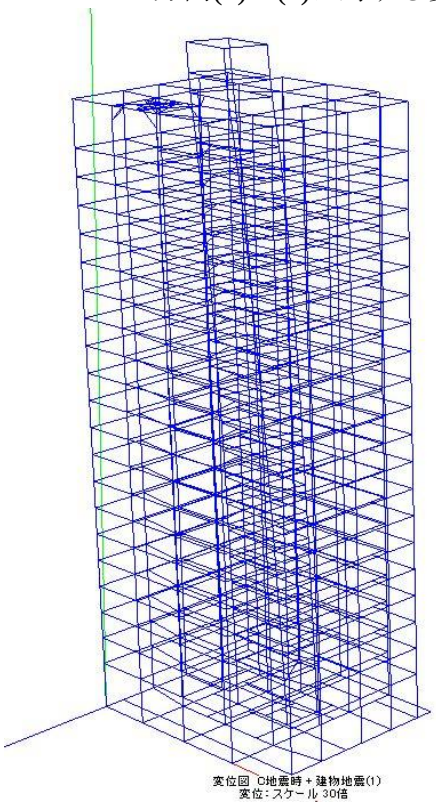


図 3.5　断面検定比が最大となった鉄骨部材の位置及び風荷重の作用方向

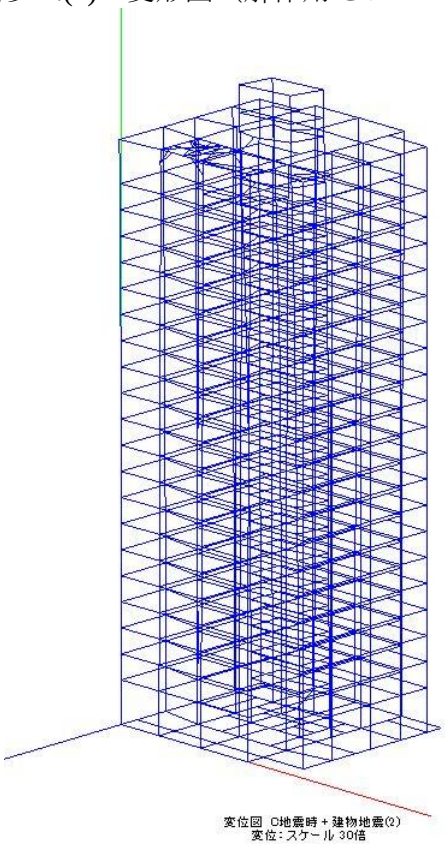
４．まとめ

以上の結果から、本検討書に示されるタワークレーン設置計画に基づきタワークレーンを設置した場合における本建物の構造安全性は確保されることを確認した。

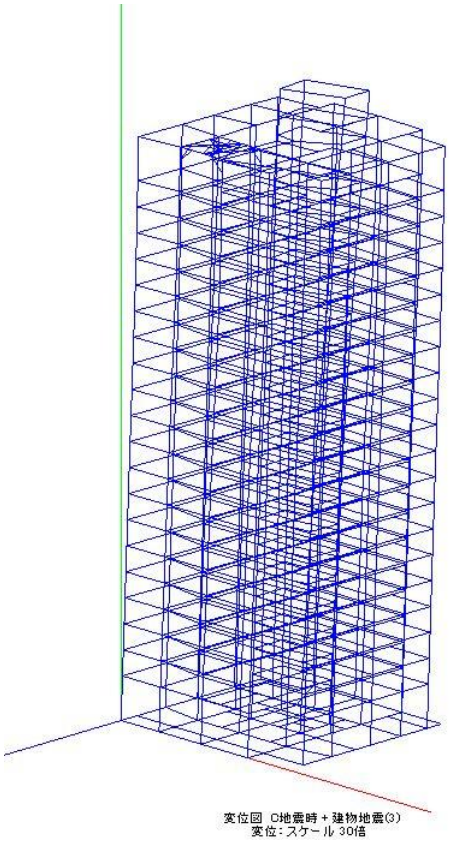
（参考　FEM 計算結果）
図参 1 の(1)～(8)に、解体用 C のブーム方向(1)～(8)に対する変形図を示す。



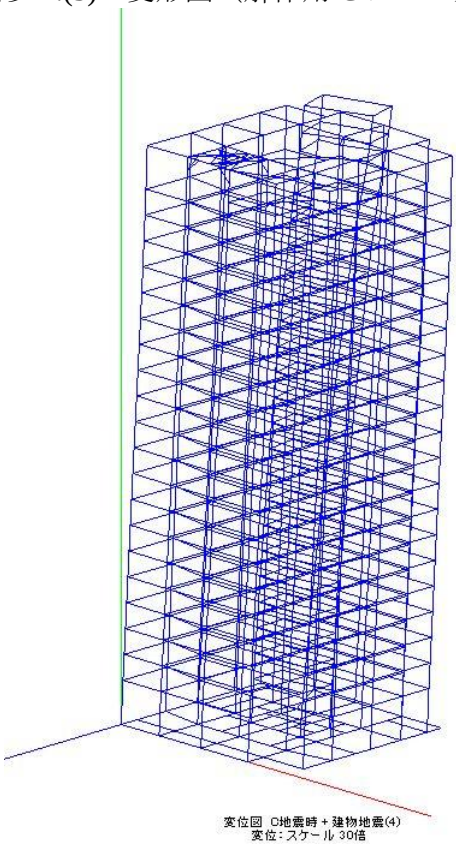
図参 1.(1)　変形図（解体用 C ブーム方向(1)）



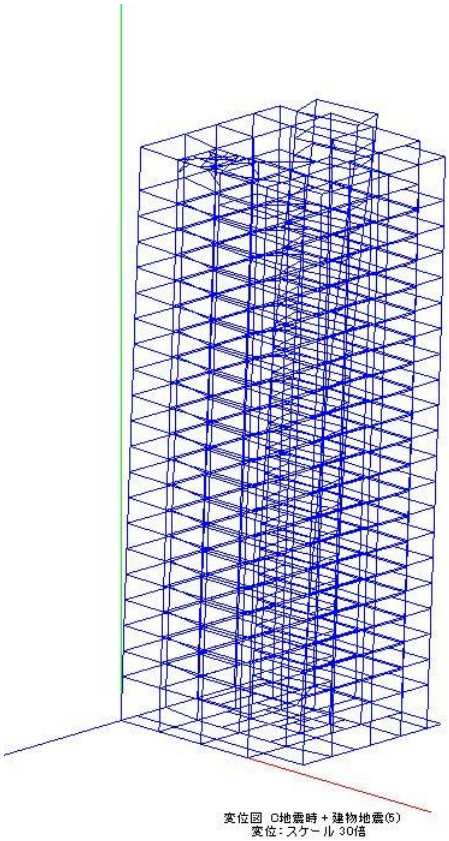
図参 1.(2)　変形図（解体用 C ブーム方向(2)）



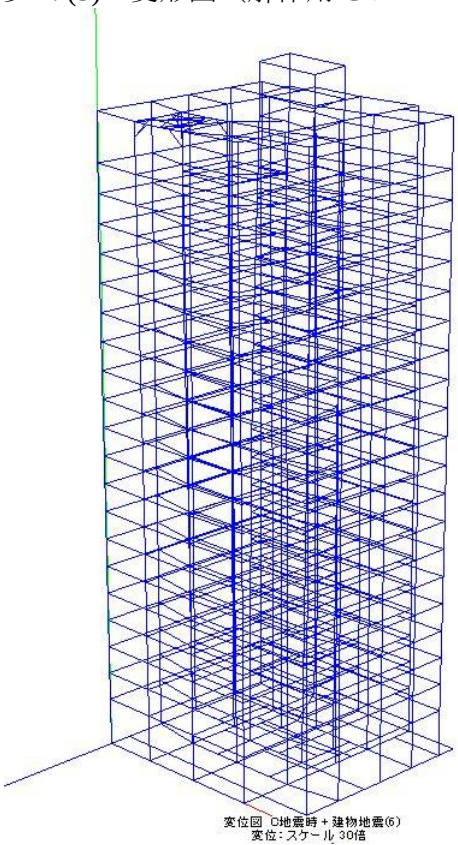
図参 1.(3)　変形図（解体用 C ブーム方向(3)）



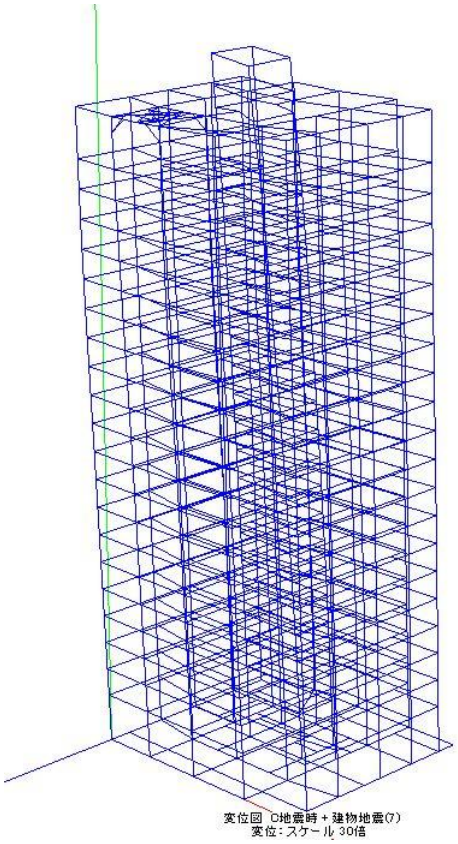
図参 1.(4)　変形図（解体用 C ブーム方向(4)）



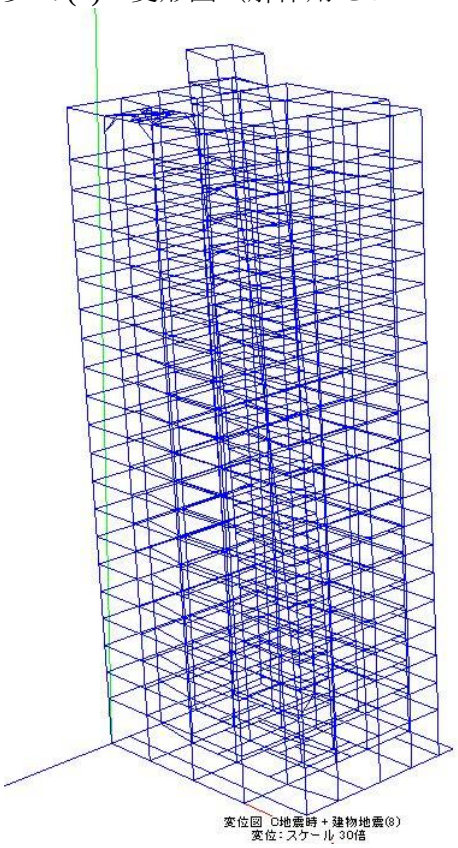
図参 1. (5)　変形図（解体用 C ブーム方向(5)）



図参 1. (6)　変形図（解体用 C ブーム方向(6)）



図参 1. (7)　変形図（解体用 C ブーム方向(7)）



図参 1. (8)　変形図（解体用 C ブーム方向(8)）