




現改比較表

平成 26 年 7 月 18 日修正

平成 26 年 5 月 30 日

( 削除、  追加、  差替)

現行	鉄道土木耐震標準改訂に伴う低層標準 2009 運用変更	備考																																
<p>付録 1 0 設計例 2 (6 層建物)</p> <p>1. 基本方針</p> <p>1.1 はじめに</p> <p>本設計例は、「線路上空建築物(低層)構造設計標準 2009」を基に、構造高さ 30m の 6 階建線路上空建築物を想定したもので、線路直交方向および線路平行方向ともに地中梁無しで計画している。線路平行方向(X 方向)に 5 スパン、線路直交方向(Y 方向)に 3 スパンとし、スパン長は X 方向で 10m、Y 方向で 15m、10m、15m とした。階高は、線路階(1 階)は 7.5m、2 階から 6 階は、4.5m に設定した。用途は、2 階をコンコース、3 階～6 階に店舗を設定し、屋上には屋外機器荷重を設定する。</p> <p>地盤は設計地盤面(SGL)-0～16m 付近まで N 値 2～10 程度の粘性土、N 値 7 程度の砂質土が続き、SGL-16～24m 付近で N 値 40～50 程度の砂質土となり、24m 以深に N 値 60 以上の支持層とした砂質土がある。基礎は場所打ち鉄筋コンクリート杭基礎とし、上部構造は線路平行・直交方向とも鉄骨ラーメン構造とする。線路階については、冷間成形角形鋼管柱にコンクリートを充填する。</p> <p>架構モデルは、杭とラーメンを一体としたモデルとし、各部材、地盤ばねの弾塑性を考慮した立体フレーム静的増分解析を行う。建築基準法による検証の範疇外であるが最大級地震動の確認については、6 質点系の時刻歴解析を行う。入力地震動は、「鉄道耐震標準」に定める L2 地震動のスペクトルⅡを用いることとする。</p> <p>1.2 設計性能目標</p> <p>本建築物は、構造高さ 20m を超えた線路上空建築物である。線路上空建築物に要求される軌道のシェルターとしての機能を果たすことはもとより、上層部が線路階に及ぼす常時、地震時の影響を考慮した検討を行う。構造高さが 20m を超える高層化にともなう追加確認事項の検討を行ない、耐震性を確認する。</p> <p>構造高さが 20m を超えた場合の追加確認事項は以下のとおりである。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・上層階の P-Δ効果の影響を考慮する。 ・線路階柱には、鋼管にコンクリートを充填する。 ・最大級地震動の確認では、時刻歴解析による検討を行う。 ・保有水平耐力時に圧縮側の杭にヒンジを許容しない。 ・杭の帯筋間隔を杭頭から $6D_p$ (D_p:杭径)の範囲は 100mm 以下とする。 <p>2. 一般事項</p> <p>2.1 建築物概要</p> <table border="0"> <tr> <td>・用途</td> <td>コンコース・店舗</td> </tr> <tr> <td>・規模</td> <td>床面積 2,080[m²] (2 階～6 階)</td> </tr> <tr> <td></td> <td>延べ床面積 12,480[m²]</td> </tr> <tr> <td></td> <td>階数 地上 6 階</td> </tr> <tr> <td></td> <td>構造高さ 30.0[m]</td> </tr> <tr> <td>・構造種別</td> <td>S 造</td> </tr> <tr> <td>・骨組形式</td> <td>線路平行方向(X 方向): 純ラーメン構造</td> </tr> <tr> <td></td> <td>線路直交方向(Y 方向): 純ラーメン構造</td> </tr> </table>	・用途	コンコース・店舗	・規模	床面積 2,080[m ²] (2 階～6 階)		延べ床面積 12,480[m ²]		階数 地上 6 階		構造高さ 30.0[m]	・構造種別	S 造	・骨組形式	線路平行方向(X 方向): 純ラーメン構造		線路直交方向(Y 方向): 純ラーメン構造	<p>付録 1 0 設計例 2 (6 層建物)</p> <p>1. 基本方針</p> <p>1.1 はじめに</p> <p>本設計例は、「線路上空建築物(低層)構造設計標準 2009」を基に、構造高さ 30m の 6 階建線路上空建築物を想定したもので、線路直交方向および線路平行方向ともに地中梁無しで計画している。線路平行方向(X 方向)に 5 スパン、線路直交方向(Y 方向)に 3 スパンとし、スパン長は X 方向で 10m、Y 方向で 15m、10m、15m とした。階高は、線路階(1 階)は 7.5m、2 階から 6 階は、4.5m に設定した。用途は、2 階をコンコース、3 階～6 階に店舗を設定し、屋上には屋外機器荷重を設定する。</p> <p>地盤は設計地盤面(SGL)-0～16m 付近まで N 値 2～10 程度の粘性土、N 値 7 程度の砂質土が続き、SGL-16～24m 付近で N 値 40～50 程度の砂質土となり、24m 以深に N 値 60 以上の支持層とした砂質土がある。基礎は場所打ち鉄筋コンクリート杭基礎とし、上部構造は線路平行・直交方向とも鉄骨ラーメン構造とする。線路階については、冷間成形角形鋼管柱にコンクリートを充填する。</p> <p>架構モデルは、杭とラーメンを一体としたモデルとし、各部材、地盤ばねの弾塑性を考慮した立体フレーム静的増分解析を行う。建築基準法による検証の範疇外であるが最大級地震動の確認については、6 質点系の時刻歴解析を行う。入力地震動は、「鉄道耐震標準」に定める L2 地震動のスペクトルⅡを用いることとする。</p> <p>1.2 設計性能目標</p> <p>本建築物は、構造高さ 20m を超えた線路上空建築物である。線路上空建築物に要求される軌道のシェルターとしての機能を果たすことはもとより、上層部が線路階に及ぼす常時、地震時の影響を考慮した検討を行う。構造高さが 20m を超える高層化にともなう追加確認事項の検討を行ない、耐震性を確認する。</p> <p>構造高さが 20m を超えた場合の追加確認事項は以下のとおりである。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・上層階の P-Δ効果の影響を考慮する。 ・線路階柱には、鋼管にコンクリートを充填する。 ・最大級地震動の確認では、時刻歴解析による検討を行う。 ・保有水平耐力時に圧縮側の杭にヒンジを許容しない。 ・杭の帯筋間隔を杭頭から $6D_p$ (D_p:杭径)の範囲は 100mm 以下とする。 <p>2. 一般事項</p> <p>2.1 建築物概要</p> <table border="0"> <tr> <td>・用途</td> <td>コンコース・店舗</td> </tr> <tr> <td>・規模</td> <td>床面積 2,080[m²] (2 階～6 階)</td> </tr> <tr> <td></td> <td>延べ床面積 12,480[m²]</td> </tr> <tr> <td></td> <td>階数 地上 6 階</td> </tr> <tr> <td></td> <td>構造高さ 30.0[m]</td> </tr> <tr> <td>・構造種別</td> <td>S 造</td> </tr> <tr> <td>・骨組形式</td> <td>線路平行方向(X 方向): 純ラーメン構造</td> </tr> <tr> <td></td> <td>線路直交方向(Y 方向): 純ラーメン構造</td> </tr> </table>	・用途	コンコース・店舗	・規模	床面積 2,080[m ²] (2 階～6 階)		延べ床面積 12,480[m ²]		階数 地上 6 階		構造高さ 30.0[m]	・構造種別	S 造	・骨組形式	線路平行方向(X 方向): 純ラーメン構造		線路直交方向(Y 方向): 純ラーメン構造	
・用途	コンコース・店舗																																	
・規模	床面積 2,080[m ²] (2 階～6 階)																																	
	延べ床面積 12,480[m ²]																																	
	階数 地上 6 階																																	
	構造高さ 30.0[m]																																	
・構造種別	S 造																																	
・骨組形式	線路平行方向(X 方向): 純ラーメン構造																																	
	線路直交方向(Y 方向): 純ラーメン構造																																	
・用途	コンコース・店舗																																	
・規模	床面積 2,080[m ²] (2 階～6 階)																																	
	延べ床面積 12,480[m ²]																																	
	階数 地上 6 階																																	
	構造高さ 30.0[m]																																	
・構造種別	S 造																																	
・骨組形式	線路平行方向(X 方向): 純ラーメン構造																																	
	線路直交方向(Y 方向): 純ラーメン構造																																	

X方向、Y方向とも地中梁の無い構造形式

・基礎種別 場所打ち鉄筋コンクリート杭基礎
(杭径 φ2500[mm]、杭先端 設計地盤面-25[m])

2.2 主要断面・伏図・軸組図

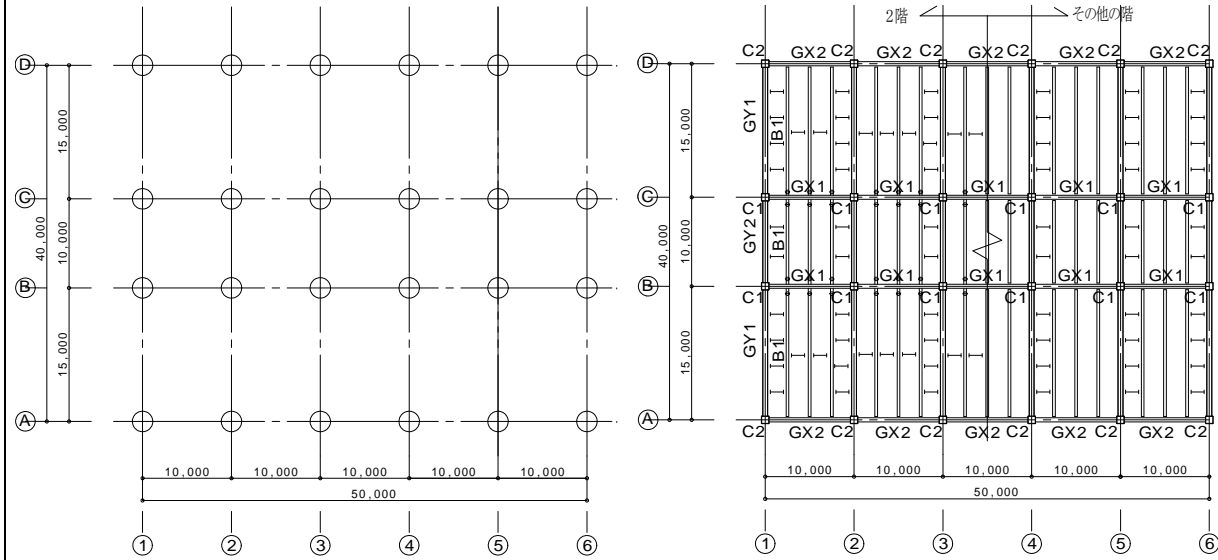


図1 杭伏図

図2 2~RF階床伏図

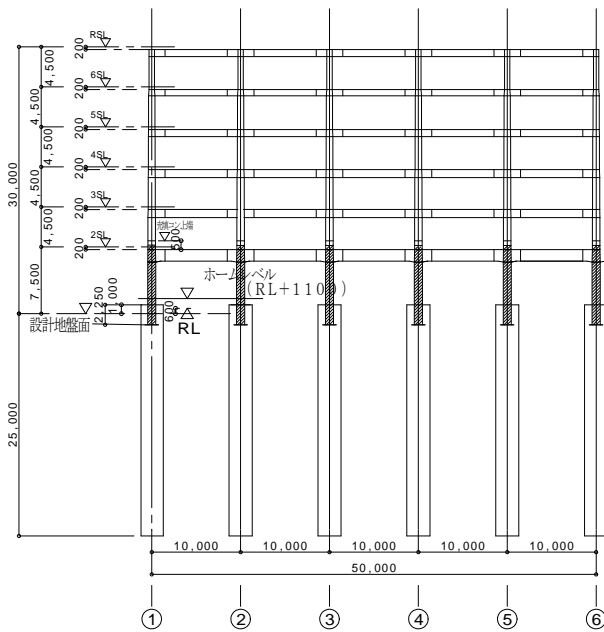


図3 A通り軸組図 (線路平行方向)

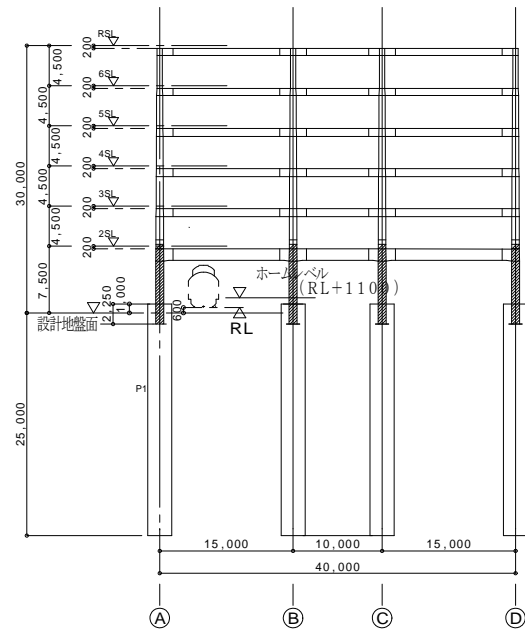


図4 1通り軸組図 (線路直交方向)

X方向、Y方向とも地中梁の無い構造形式

・基礎種別 場所打ち鉄筋コンクリート杭基礎
(杭径 φ2500[mm]、杭先端 設計地盤面-25[m])

2.2 主要断面・伏図・軸組図

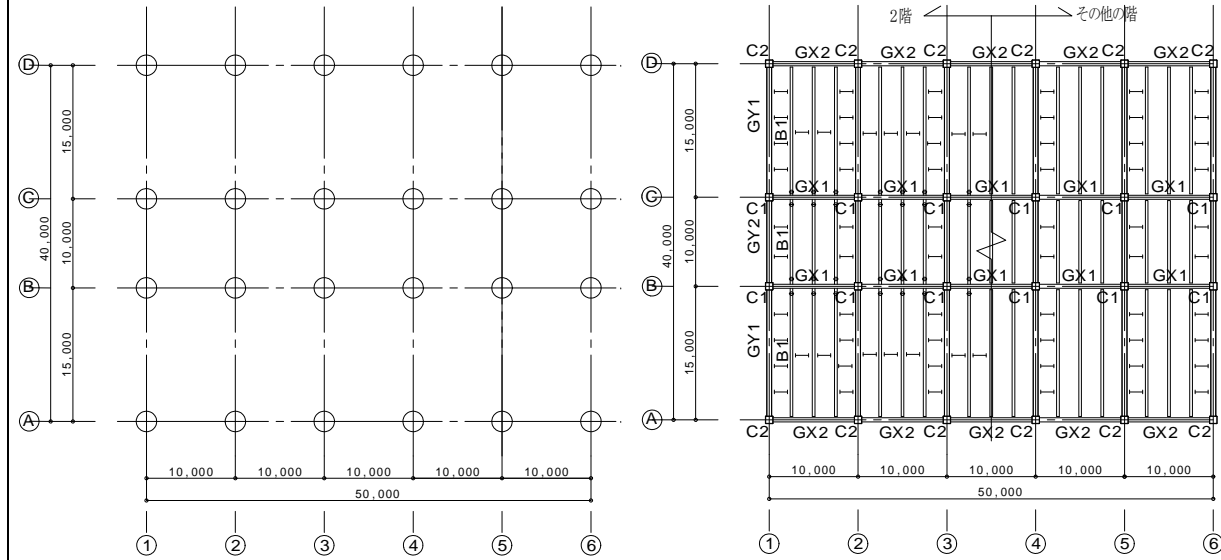


図1 杭伏図

図2 2~RF階床伏図

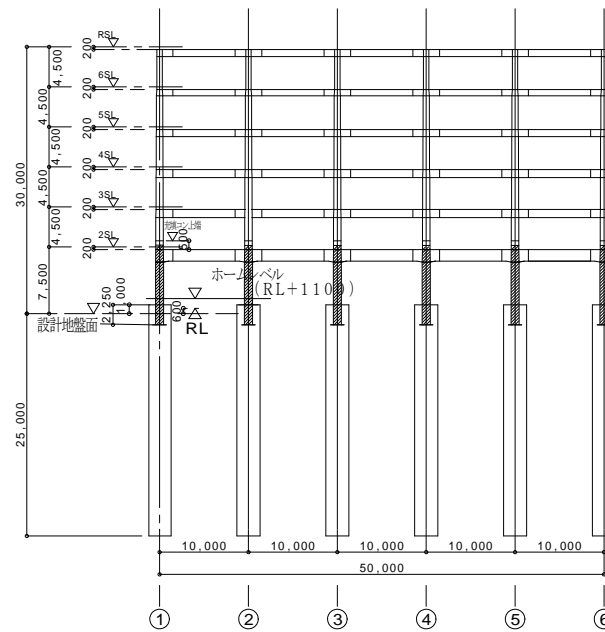


図3 A通り軸組図 (線路平行方向)

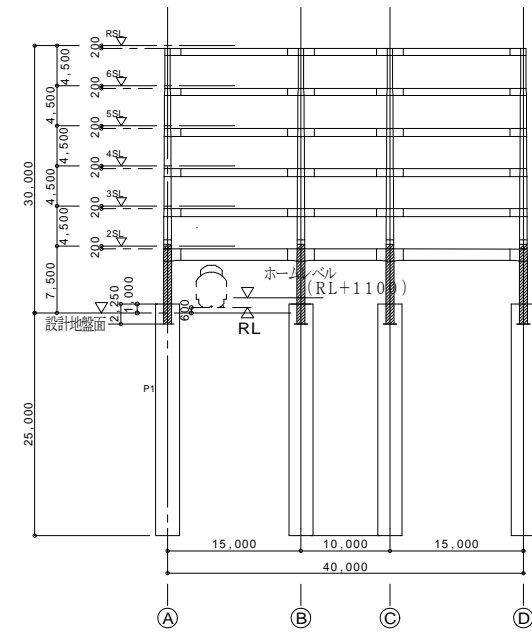


図4 1通り軸組図 (線路直交方向)

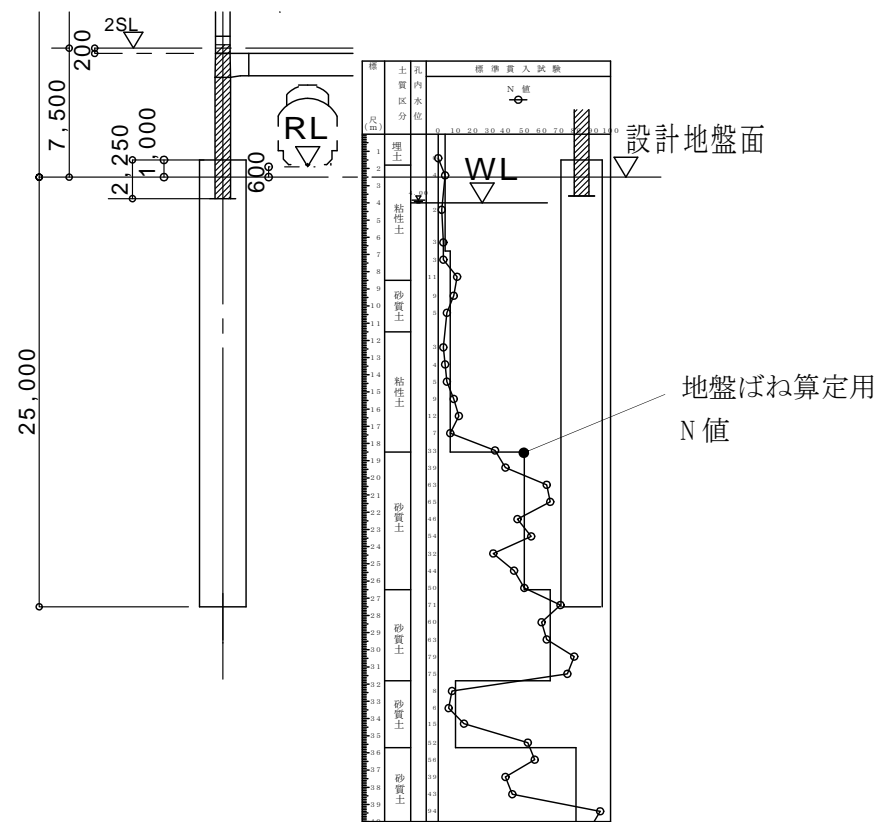


図5 土質柱状図

杭部材 2500 φ 主筋 66-D32
 Hoop \oplus -D16@300 (杭頭から 6D_p の範囲@100) F_c 27

大梁断面

表-1(1) 線路平行方向梁 (X 方向) 断面表

材質: SN490B

階	位置	GX1		GX2	
		断面	部材種別	断面	部材種別
RF	端部	BH-800x350x16x28	FA	BH-800x300x16x28	FA
	中央	H-800x350x16x28	FA	H-800x300x14x26	FA
6	端部	BH-800x350x16x28	FA	BH-800x350x16x32	FA
	中央	H-800x350x14x26	FA	H-800x300x14x26	FA
5	端部	BH-900x350x16x32	FA	BH-900x300x19x32	FA
	中央	H-800x300x16x28	FA	H-800x300x16x28	FA
4	端部	BH-900x450x16x32	FA	BH-900x400x16x28	FA
	中央	H-900x350x16x32	FA	H-900x300x16x28	FA
3	端部	BH-900x450x16x32	FA	BH-900x400x16x32	FA
	中央	H-900x400x16x32	FA	H-900x350x16x32	FA
2	端部	BH-1400x600x25x40	FA	BH-1400x600x25x40	FA
	中央	BH-1300x600x25x36	FA	BH-1300x600x25x36	FA

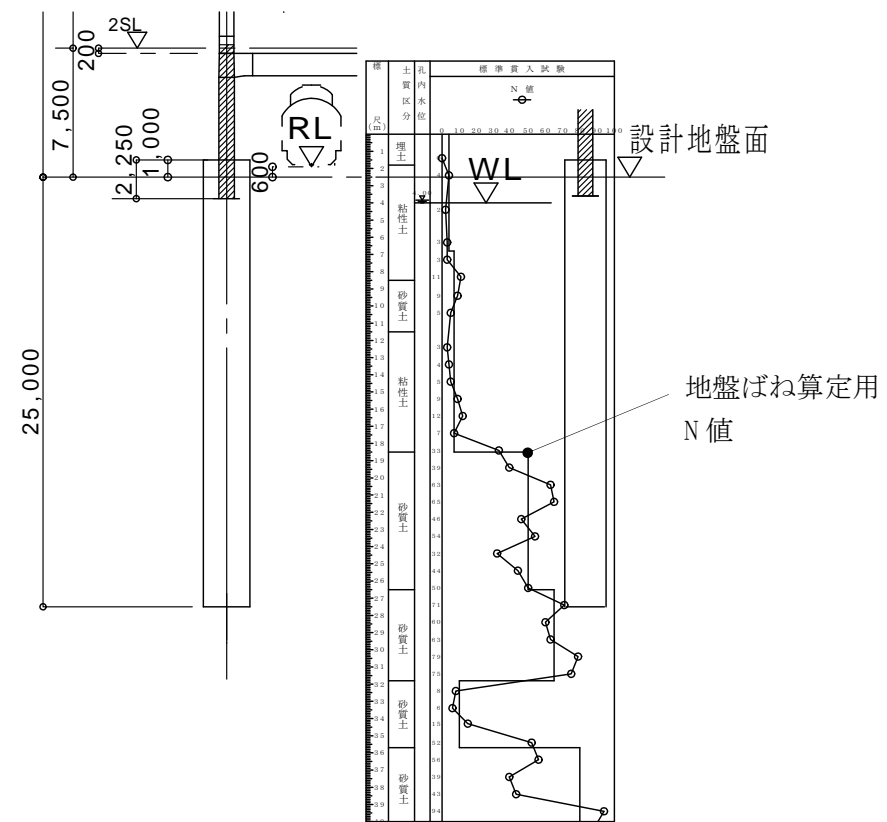


図5 土質柱状図

杭部材 2500 φ 主筋 66-D32
 Hoop \oplus -D16@300 (杭頭から 6D_p の範囲@100) F_c 27

大梁断面

表-1(1) 線路平行方向梁 (X 方向) 断面表

材質: SN490B

階	位置	GX1		GX2	
		断面	部材種別	断面	部材種別
RF	端部	BH-800x350x16x28	FA	BH-800x300x16x28	FA
	中央	H-800x350x16x28	FA	H-800x300x14x26	FA
6	端部	BH-800x350x16x28	FA	BH-800x350x16x32	FA
	中央	H-800x350x14x26	FA	H-800x300x14x26	FA
5	端部	BH-900x350x16x32	FA	BH-900x300x19x32	FA
	中央	H-800x300x16x28	FA	H-800x300x16x28	FA
4	端部	BH-900x450x16x32	FA	BH-900x400x16x28	FA
	中央	H-900x350x16x32	FA	H-900x300x16x28	FA
3	端部	BH-900x450x16x32	FA	BH-900x400x16x32	FA
	中央	H-900x400x16x32	FA	H-900x350x16x32	FA
2	端部	BH-1400x600x25x40	FA	BH-1400x600x25x40	FA
	中央	BH-1300x600x25x36	FA	BH-1300x600x25x36	FA

表-1(2) 線路直交方向梁 (Y方向) 断面表

材質: SN490B

階	位置	GY1		GY2	
		断面	部材種別	断面	部材種別
RF	端部	BH-800x300x14x22	FA	BH-800x300x14x22	FA
	中央	H-800x300x14x22	FA	H-800x300x14x22	FA
6	端部	BH-800x350x16x32	FA	BH-800x350x16x32	FA
	中央	H-800x350x16x32	FA	H-800x300x14x26	FA
5	端部	BH-900x350x16x32	FA	BH-900x300x16x32	FA
	中央	H-900x350x16x32	FA	H-800x300x16x28	FA
4	端部	BH-900x400x16x32	FA	BH-900x400x16x28	FA
	中央	H-900x350x16x32	FA	H-900x300x16x28	FA
3	端部	BH-900x400x16x32	FA	BH-900x400x16x32	FA
	中央	H-900x350x16x32	FA	H-900x350x16x32	FA
2	端部	BH-1400x650x25x40	FA	BH-1400x650x25x40	FA
	中央	BH-1300x650x25x36	FA	BH-1300x650x25x36	FA

部材種別は、SN490B 材を用いているので、「構造技術基準」付録に示されるフランジとウェブの幅厚比の相関を考慮した制限値による部材ランクで評価した。

小梁断面

スパン 15[m], 10[m]

2~R 階床 H-800x300x14x26 (SN400A) @2.50[m]

柱断面

線路階の柱は、充填コンクリート (F_c27) の剛性 (φ_A=1.25、φ_I=1.54) を考慮する。

表 2 柱断面表

階	C1	C2	材質	幅厚比
6	□-600x600x25	□-600x600x22	BCP325	FA
5	□-650x650x25	□-650x650x22	BCP325	FA
4	□-700x700x25	□-700x700x22	BCP325	FA
3	□-750x750x25	□-750x750x22	BCP325	FA
2	□-850x850x36	□-850x850x36	BCP325	FA
1	□-900x900x40*	□-900x900x40*	BCP325	FA

※: 線路階 (1 階) の柱には、コンクリートを充填する。

表-1(2) 線路直交方向梁 (Y方向) 断面表

材質: SN490B

階	位置	GY1		GY2	
		断面	部材種別	断面	部材種別
RF	端部	BH-800x300x14x22	FA	BH-800x300x14x22	FA
	中央	H-800x300x14x22	FA	H-800x300x14x22	FA
6	端部	BH-800x350x16x32	FA	BH-800x350x16x32	FA
	中央	H-800x350x16x32	FA	H-800x300x14x26	FA
5	端部	BH-900x350x16x32	FA	BH-900x300x16x32	FA
	中央	H-900x350x16x32	FA	H-800x300x16x28	FA
4	端部	BH-900x400x16x32	FA	BH-900x400x16x28	FA
	中央	H-900x350x16x32	FA	H-900x300x16x28	FA
3	端部	BH-900x400x16x32	FA	BH-900x400x16x32	FA
	中央	H-900x350x16x32	FA	H-900x350x16x32	FA
2	端部	BH-1400x650x25x40	FA	BH-1400x650x25x40	FA
	中央	BH-1300x650x25x36	FA	BH-1300x650x25x36	FA

部材種別は、SN490B 材を用いているので、「構造技術基準」付録に示されるフランジとウェブの幅厚比の相関を考慮した制限値による部材ランクで評価した。

小梁断面

スパン 15[m], 10[m]

2~R 階床 H-800x300x14x26 (SN400A) @2.50[m]

柱断面

線路階の柱は、充填コンクリート (F_c27) の剛性 (φ_A=1.25、φ_I=1.54) を考慮する。

表 2 柱断面表

階	C1	C2	材質	幅厚比
6	□-600x600x25	□-600x600x22	BCP325	FA
5	□-650x650x25	□-650x650x22	BCP325	FA
4	□-700x700x25	□-700x700x22	BCP325	FA
3	□-750x750x25	□-750x750x22	BCP325	FA
2	□-850x850x36	□-850x850x36	BCP325	FA
1	□-900x900x40*	□-900x900x40*	BCP325	FA

※: 線路階 (1 階) の柱には、コンクリートを充填する。

2.3 使用材料

使用材料を表3に示す。

表3 使用材料

種類	材料	使用箇所
鋼材	SN400A	小梁
	SN490B	大梁
	BCP325	柱
鉄筋	SD295A (D16以下)	スラブ筋、せん断補強筋
	SD345 (D19-D29)	フーチング主筋、せん断補強筋
	SD390 (D32以上)	杭主筋
コンクリート	F _c 21	スラブ
	F _c 27	杭、根巻き形式、 柱の充填コンクリート

3. 準備計算

3.1 仮定荷重

屋根荷重のL.L (積載荷重) は、屋外機器荷重を考慮して設定した。

表4 仮定荷重 [kN/m²]

No.	階	室名	種類	床用	小梁	ラーメン用	地震用	備考
①	R	屋根1 (屋外機器)	D.D	7,900	7,900	7,900	7,900	鉄骨自重別途
			L.L	10,000	10,000	5,000	3,000	屋外機器含む
			T.L	17,900	17,900	12,900	10,900	
②	R	屋根2 (一般部)	D.D	7,900	7,900	7,900	7,900	鉄骨自重別途
			L.L	3,000	3,000	2,400	1,300	軽微な室外機含む
			T.L	10,900	10,900	10,300	9,200	
③	6	店舗	D.D	6,900	6,900	6,900	6,900	鉄骨自重別途
			L.L	2,900	2,900	2,400	1,300	
			T.L	9,800	9,800	9,300	8,200	
④	2	コンコース	D.L	6,500	6,500	6,500	6,500	鉄骨自重別途
			L.L	5,000	5,000	3,500	1,500	
			T.L	11,500	11,500	10,000	8,000	

荷重案内図

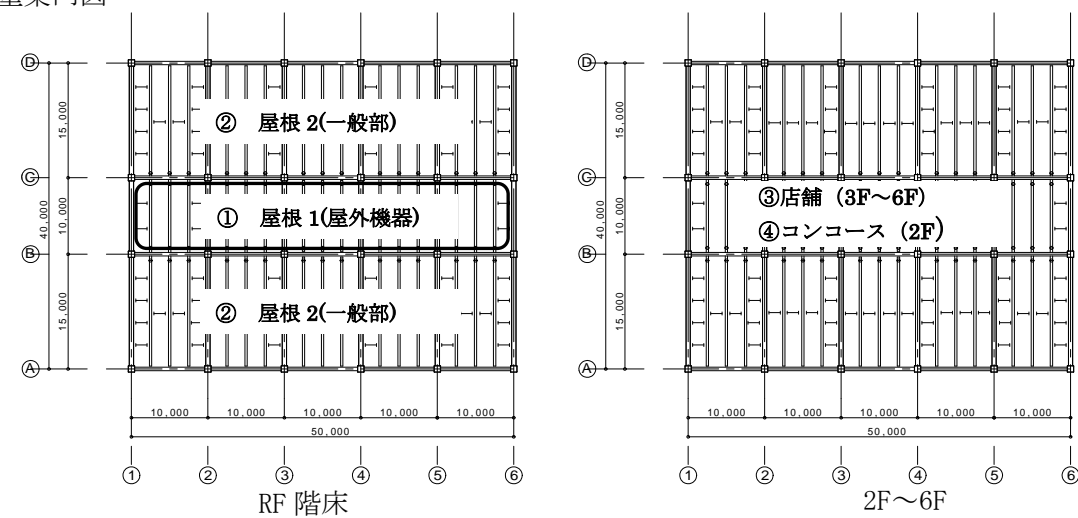


図6 荷重案内図

2.3 使用材料

使用材料を表3に示す。

表3 使用材料

種類	材料	使用箇所
鋼材	SN400A	小梁
	SN490B	大梁
	BCP325	柱
鉄筋	SD295A (D16以下)	スラブ筋、せん断補強筋
	SD345 (D19-D29)	フーチング主筋、せん断補強筋
	SD390 (D32以上)	杭主筋
コンクリート	F _c 21	スラブ
	F _c 27	杭、根巻き形式、 柱の充填コンクリート

3. 準備計算

3.1 仮定荷重

屋根荷重のL.L (積載荷重) は、屋外機器荷重を考慮して設定した。

表4 仮定荷重 [kN/m²]

No.	階	室名	種類	床用	小梁	ラーメン用	地震用	備考
①	R	屋根1 (屋外機器)	D.D	7,900	7,900	7,900	7,900	鉄骨自重別途
			L.L	10,000	10,000	5,000	3,000	屋外機器含む
			T.L	17,900	17,900	12,900	10,900	
②	R	屋根2 (一般部)	D.D	7,900	7,900	7,900	7,900	鉄骨自重別途
			L.L	3,000	3,000	2,400	1,300	軽微な室外機含む
			T.L	10,900	10,900	10,300	9,200	
③	6	店舗	D.D	6,900	6,900	6,900	6,900	鉄骨自重別途
			L.L	2,900	2,900	2,400	1,300	
			T.L	9,800	9,800	9,300	8,200	
④	2	コンコース	D.L	6,500	6,500	6,500	6,500	鉄骨自重別途
			L.L	5,000	5,000	3,500	1,500	
			T.L	11,500	11,500	10,000	8,000	

荷重案内図

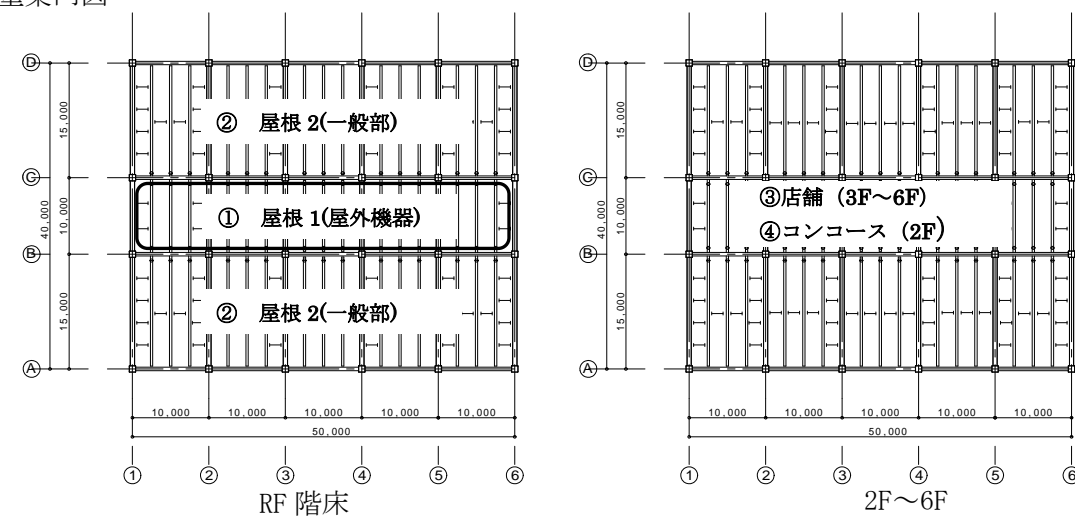


図6 荷重案内図

3.2 設計用地震荷重

- 設計用一次固有周期 $T=0.03H$ $H=30[m]$ $\therefore T=0.90[sec]$
- 地盤種別 第2種地盤
- 振動特性係数 $R_t=1.0$ (固有周期にかかわらず $R_t=1.0$ とする。)
- 地震地域係数 $Z=1.0$
- 標準せん断力係数(一次設計用) $C_0=0.2$
- 地震力の算出

表5 一次設計用地震荷重

階	W_i [kN]	ΣW_i [kN]	α_i	A_i	C_{i1}	Q_{i1}	W/A [kN/m ²]
6	22,290	22,290	0.18	1.94	0.39	8,652	11.14
5	20,170	42,459	0.34	1.59	0.32	13,518	10.08
4	20,292	62,751	0.50	1.39	0.28	17,467	10.15
3	20,421	83,172	0.66	1.24	0.25	20,667	10.21
2	20,705	103,877	0.83	1.12	0.22	23,193	10.35
1 (線路階)	21,625	125,503	1.00	1.00	0.20	25,100	10.81

4. 解析条件

4.1 解析概要

3次元立体静的増分解析を行う。解析条件を以下に示す。

- 外力分布形は、 A_i 分布とする。
- 材料強度は、 F 値の 1.1 倍とする。
- 梁の終局曲げ耐力は、柱の面外降伏により決まる有効ウェブを考慮した塑性モーメントより求める。
- 梁の剛性にスラブの協力幅を考慮する。ただし、梁耐力の割り増しは行わない。
- 梁の復元力特性はバイリニアとし、2次勾配は初期剛性の 1/1000 とする。
- 線路階の柱の剛性は、充填コンクリートを考慮する。ただし、柱の終局耐力は充填コンクリートを無視して鉄骨のみで評価する。
- 柱の復元力特性はバイリニアとし、2次剛性は初期剛性の 1/1000 とする。柱の終局曲げ耐力は M-N インタラクションを考慮する。
- 杭の復元力特性はトリリニアとし、曲げひび割れ後の剛性低下を考慮する、3次剛性は初期剛性の 1/1000 とする。杭の終局耐力は、円形断面の応力ブロック法により算定し、M-N インタラクションを考慮する。
- パネルゾーンの剛性を考慮する。
- RF~2F は、剛床と仮定する。
- 線路階の階高の設定および、モデル化の概要を図 7 に示す。

3.2 設計用地震荷重

- 設計用一次固有周期 $T=0.03H$ $H=30[m]$ $\therefore T=0.90[sec]$
- 地盤種別 第2種地盤
- 振動特性係数 $R_t=1.0$ (固有周期にかかわらず $R_t=1.0$ とする。)
- 地震地域係数 $Z=1.0$
- 標準せん断力係数(一次設計用) $C_0=0.2$
- 地震力の算出

表5 一次設計用地震荷重

階	W_i [kN]	ΣW_i [kN]	α_i	A_i	C_{i1}	Q_{i1}	W/A [kN/m ²]
6	22,290	22,290	0.18	1.94	0.39	8,652	11.14
5	20,170	42,459	0.34	1.59	0.32	13,518	10.08
4	20,292	62,751	0.50	1.39	0.28	17,467	10.15
3	20,421	83,172	0.66	1.24	0.25	20,667	10.21
2	20,705	103,877	0.83	1.12	0.22	23,193	10.35
1 (線路階)	21,625	125,503	1.00	1.00	0.20	25,100	10.81

4. 解析条件

4.1 解析概要

3次元立体静的増分解析を行う。解析条件を以下に示す。

- 外力分布形は、 A_i 分布とする。
- 材料強度は、 F 値の 1.1 倍とする。
- 梁の終局曲げ耐力は、柱の面外降伏により決まる有効ウェブを考慮した塑性モーメントより求める。
- 梁の剛性にスラブの協力幅を考慮する。ただし、梁耐力の割り増しは行わない。
- 梁の復元力特性はバイリニアとし、2次勾配は初期剛性の 1/1000 とする。
- 線路階の柱の剛性は、充填コンクリートを考慮する。ただし、柱の終局耐力は充填コンクリートを無視して鉄骨のみで評価する。
- 柱の復元力特性はバイリニアとし、2次剛性は初期剛性の 1/1000 とする。柱の終局曲げ耐力は M-N インタラクションを考慮する。
- 杭の復元力特性はトリリニアとし、曲げひび割れ後の剛性低下を考慮する、3次剛性は初期剛性の 1/1000 とする。杭の終局耐力は、円形断面の応力ブロック法により算定し、M-N インタラクションを考慮する。
- パネルゾーンの剛性を考慮する。
- RF~2F は、剛床と仮定する。
- 線路階の階高の設定および、モデル化の概要を図 7 に示す。

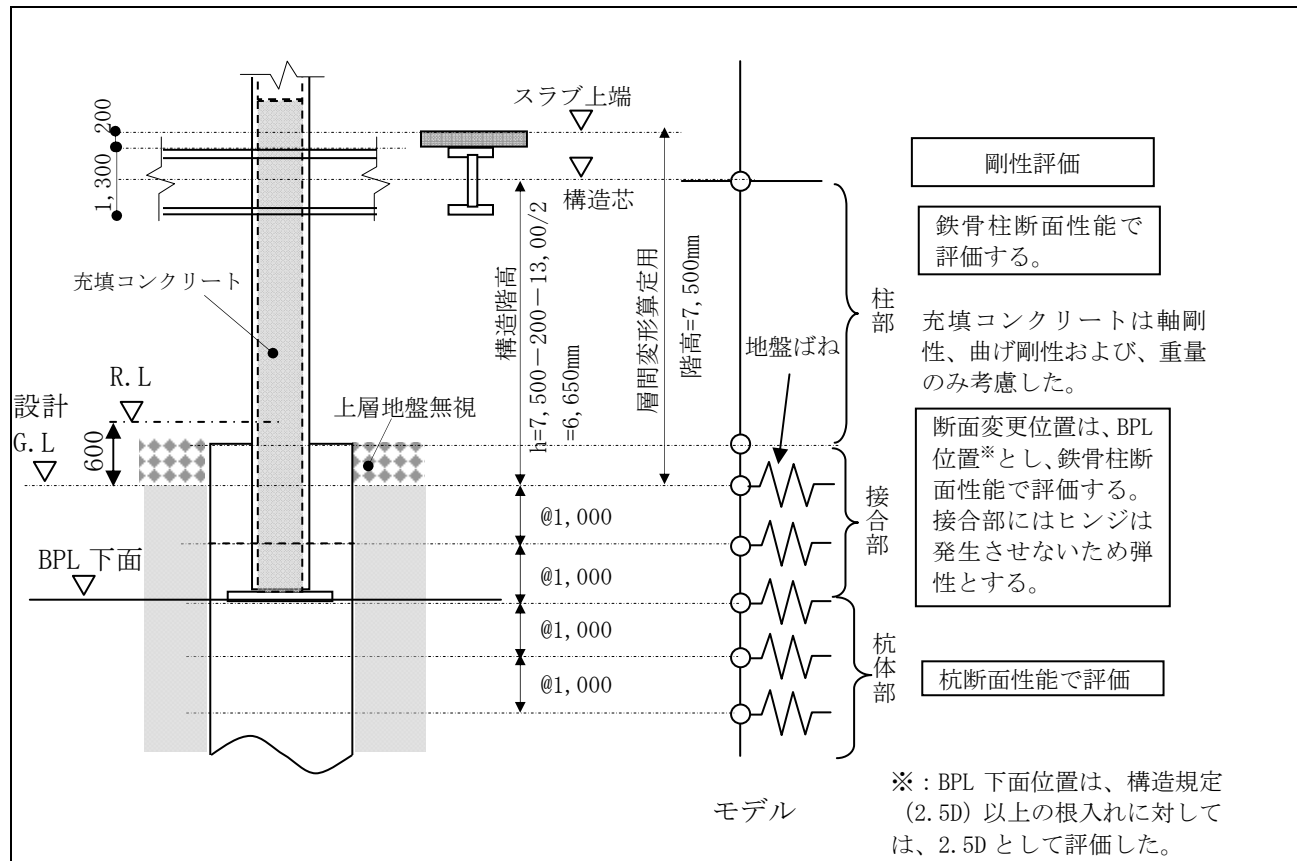


図7 線路階の柱のモデル化概要図

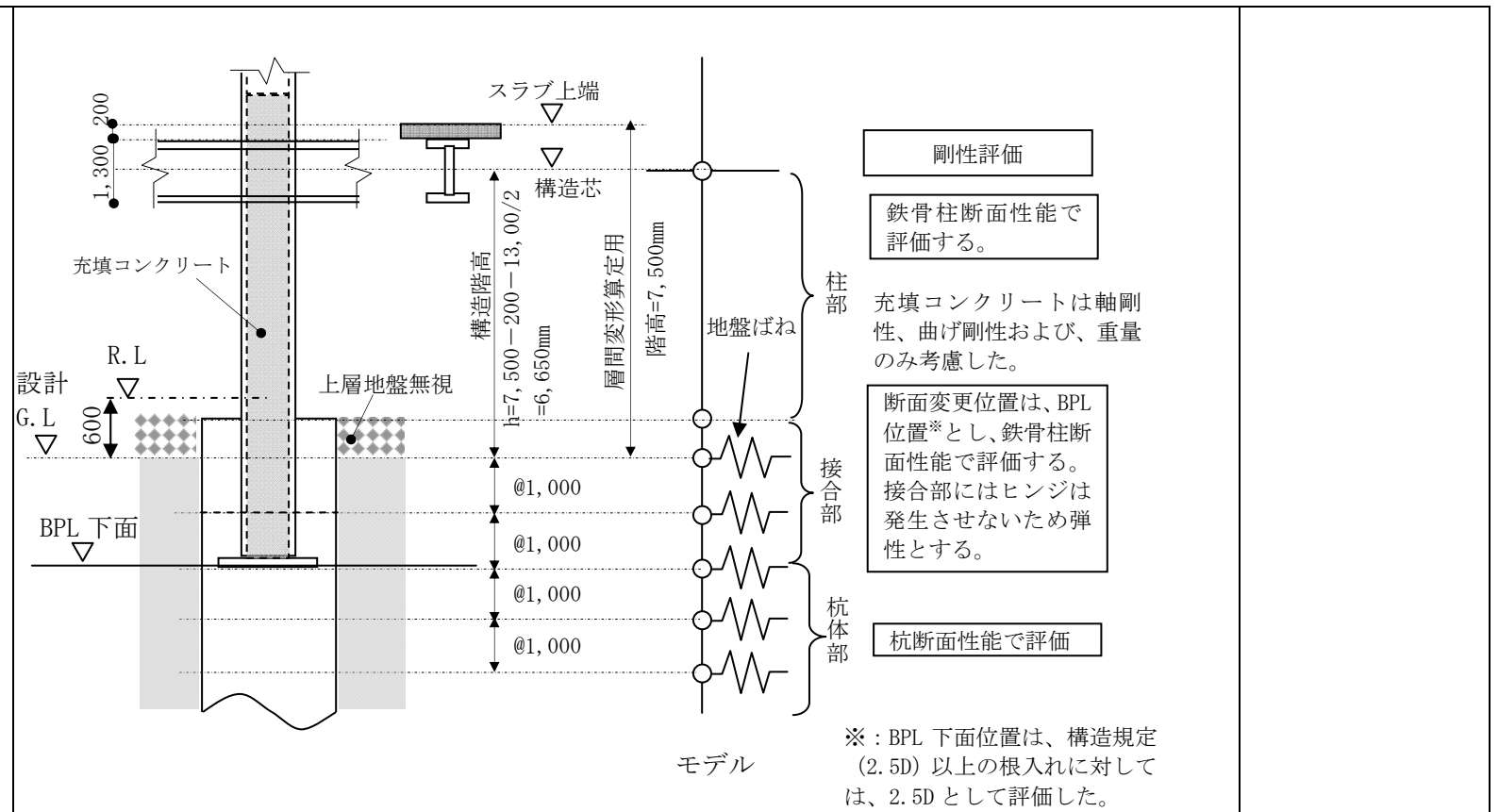


図7 線路階の柱のモデル化概要図

4.2 梁の終局曲げ耐力

長スパンのハンチ付き部材は、ハンチ端に降伏ヒンジを想定したモーメント勾配による端部モーメントが、端部の終局曲げ耐力より小さい場合は、端部の終局曲げ耐力を低減する。

4.3 柱の終局曲げ耐力

$M_p = Z_p \times 1.1 \times \sigma_y$ とし、M-N インタラクションを考慮する。

4.4 杭の終局曲げ耐力

終局曲げ耐力は、円形断面の応力ブロック法により算定し、 M_u -N インタラクションを考慮する。また、曲げひび割れモーメントは、 $\sigma_t \cdot Z_o$ より求める (σ_t : コンクリートの引張強度*、 Z_o : 鉄筋の効果を考慮した断面係数)。

* コンクリートの引張強度 σ_t は、日本建築学会「RC 規準」に準じて $0.56 \sigma_B^{0.5}$ とした (σ_B の単位は N/mm^2)。

設計軸力の範囲 (軸力比 0.1 程度) の終局耐力を適切に評価するため、図 8 のようにモデル化した。

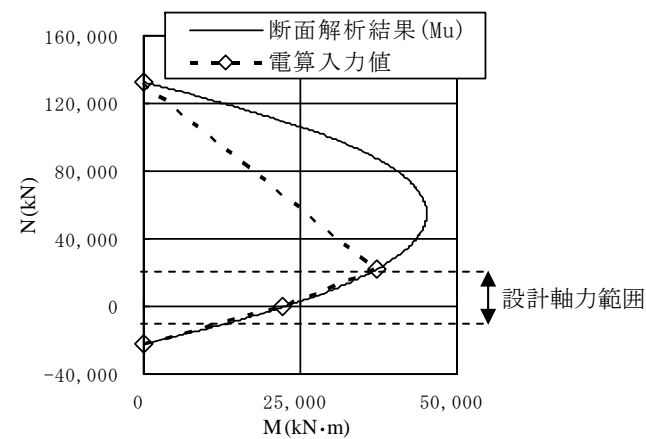


図8 杭の M_u -N 図

4.2 梁の終局曲げ耐力

長スパンのハンチ付き部材は、ハンチ端に降伏ヒンジを想定したモーメント勾配による端部モーメントが、端部の終局曲げ耐力より小さい場合は、端部の終局曲げ耐力を低減する。

4.3 柱の終局曲げ耐力

$M_p = Z_p \times 1.1 \times \sigma_y$ とし、M-N インタラクションを考慮する。

4.4 杭の終局曲げ耐力

終局曲げ耐力は、円形断面の応力ブロック法により算定し、 M_u -N インタラクションを考慮する。また、曲げひび割れモーメントは、 $\sigma_t \cdot Z_o$ より求める (σ_t : コンクリートの引張強度*、 Z_o : 鉄筋の効果を考慮した断面係数)。

* コンクリートの引張強度 σ_t は、日本建築学会「RC 規準」に準じて $0.56 \sigma_B^{0.5}$ とした (σ_B の単位は N/mm^2)。

設計軸力の範囲 (軸力比 0.1 程度) の終局耐力を適切に評価するため、図 8 のようにモデル化した。

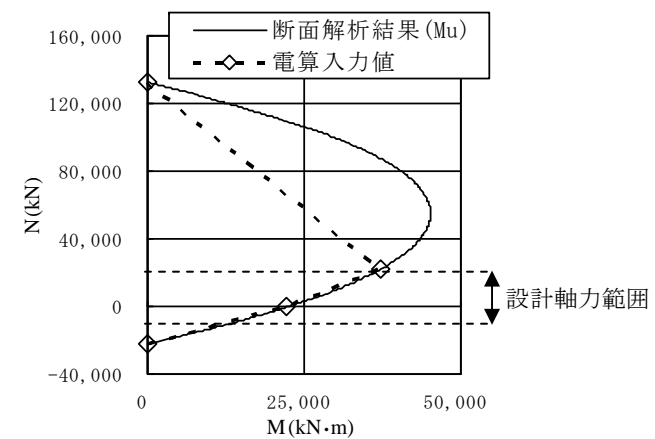


図8 杭の M_u -N 図

4.5 柱－杭接合部

柱－杭接合部については、6.4項において曲げヒンジが発生しないことを確認するため、解析では弾性とする。

4.6 地盤ばね

水平地盤ばねは1.0mピッチとした。なお、杭先端鉛直ばねおよび杭先端回転ばねは考慮しない。砂質土の E_0 、 ϕ はN値から算出し、粘性土の E_0 、 q_u は土質試験の結果を用いる。地盤ばねは、初期剛性 $k_h=1.5k_{h0}$ 、降伏耐力を極限（塑性）地盤反力 P_y とするバイリニアで与える。表7に地盤ばね K_h と極限（塑性）地盤反力 P_y を示す。なお、杭間隔による水平地盤ばねの群杭の影響を考慮する。

4.6.1 水平地盤反力の算定

$$k_{h0} = \alpha \cdot \xi \cdot E_0 \cdot B^{-3/4}$$

α = 粘性土 80（三軸圧縮試験から地盤係数を算定）

砂質土 80（N値より地盤係数を算定）

$E_0=700N$ とした。

$$K_h = 1.5 \cdot k_{h0} \cdot B \cdot \Delta L$$

P_y の算定

P_y の算定にあたって土質定数は下式による

砂質土： $\phi \sqrt{20N+15}$ 、粘性土： $C_u=q_u/2$

4.6.2 群杭による水平地盤反力係数（ k_h ）の検討

「基礎指針」により群杭による影響を考慮する。

ξ ：群杭の影響を考慮した係数（単杭の場合 $\xi=1.0$ ）

杭中心間隔 $R=10.0[m]$ 、杭径 $B=2.5[m]$ 最小杭中心間隔比 $R/B=10.0/2.5=4.0 \leq 6.0$

$R/B \leq 6.0$ の場合、 $\xi=0.15 \times R/B + 0.10 = 0.15 \times 4.0 + 0.1 = 0.7$

4.6.3 群杭の極限地盤反力（ P_y ）の検討

1) 粘性土

最小杭中心間隔比 $R/B=4.0 > 3.0$ より、単杭として評価する。

2) 砂質土

最小 $R/B=4.0$

$\phi=26.8$ （設計 $GL-6 \sim 8[m]$ の場合）

$$a = 0.55 - 0.007 \phi = 0.55 - 0.007 \times 26.8 = 0.362$$

$$\kappa = a(R/B - 1.0) + 0.4 = 0.362 \times (4.0 - 1.0) + 0.4 = 1.5$$

単杭時で $\kappa=3.0$ であるので 低減率は $\kappa/3.0=0.5$ となる。

他の層についての低減率を表6に示す。

4.5 柱－杭接合部

柱－杭接合部については、6.4項において曲げヒンジが発生しないことを確認するため、解析では弾性とする。

4.6 地盤ばね

水平地盤ばねは1.0mピッチとした。なお、杭先端鉛直ばねおよび杭先端回転ばねは考慮しない。砂質土の E_0 、 ϕ はN値から算出し、粘性土の E_0 、 q_u は土質試験の結果を用いる。地盤ばねは、初期剛性 $k_h=1.5k_{h0}$ 、降伏耐力を極限（塑性）地盤反力 P_y とするバイリニアで与える。表7に地盤ばね K_h と極限（塑性）地盤反力 P_y を示す。なお、杭間隔による水平地盤ばねの群杭の影響を考慮する。

4.6.1 水平地盤反力の算定

$$k_{h0} = \alpha \cdot \xi \cdot E_0 \cdot B^{-3/4}$$

α = 粘性土 80（三軸圧縮試験から地盤係数を算定）

砂質土 80（N値より地盤係数を算定）

$E_0=700N$ とした。

$$K_h = 1.5 \cdot k_{h0} \cdot B \cdot \Delta L$$

P_y の算定

P_y の算定にあたって土質定数は下式による

砂質土： $\phi \sqrt{20N+15}$ 、粘性土： $C_u=q_u/2$

4.6.2 群杭による水平地盤反力係数（ k_h ）の検討

「基礎指針」により群杭による影響を考慮する。

ξ ：群杭の影響を考慮した係数（単杭の場合 $\xi=1.0$ ）

杭中心間隔 $R=10.0[m]$ 、杭径 $B=2.5[m]$ 最小杭中心間隔比 $R/B=10.0/2.5=4.0 \leq 6.0$

$R/B \leq 6.0$ の場合、 $\xi=0.15 \times R/B + 0.10 = 0.15 \times 4.0 + 0.1 = 0.7$

4.6.3 群杭の極限地盤反力（ P_y ）の検討

1) 粘性土

最小杭中心間隔比 $R/B=4.0 > 3.0$ より、単杭として評価する。

2) 砂質土

最小 $R/B=4.0$

$\phi=26.8$ （設計 $GL-6 \sim 8[m]$ の場合）

$$a = 0.55 - 0.007 \phi = 0.55 - 0.007 \times 26.8 = 0.362$$

$$\kappa = a(R/B - 1.0) + 0.4 = 0.362 \times (4.0 - 1.0) + 0.4 = 1.5$$

単杭時で $\kappa=3.0$ であるので 低減率は $\kappa/3.0=0.5$ となる。

他の層についての低減率を表6に示す。

表6 群杭による極限地盤反力の低減率

砂質土 設計 GL-[m]	N 値	ϕ	κ	極限地盤反力 P_y の低減率 ($\kappa/3.0$)
6~8	7	26.8	1.5	0.50
16	15	32.3	1.4	0.45
17~23	50	46.6	1.1	0.36
24~25	65	51.1	1.0	0.33

表7 地盤ばね (杭径 2500 ϕ)

設計 GL-[m]	N 値	土質 s:砂質土 c:粘性土	E_0 [kN/m ²]	α	ξ ※1	k_{ho} [kN/m ³]	K_h [kN/m]	C_u = $q_u/2$ [kN/m ²]	低減率 $\kappa/3$ ※2	P_y ※3 [kN]	δ_y [cm]
0.0	2	c	1,050	80	0.7	935	1,754	12.3	1.00	31	1.75
1.0	2	c	1,050	80	0.7	935	3,507	12.3	1.00	96	2.73
2.0	2	c	1,050	80	0.7	935	3,507	12.3	1.00	130	3.70
3.0	4	c	3,170	80	0.7	2,824	10,588	43.9	1.00	588	5.56
4.0	4	c	3,170	80	0.7	2,824	10,588	43.9	1.00	711	6.72
5.0	4	c	3,170	80	0.7	2,824	10,588	43.9	1.00	834	7.88
6.0	7	s	4,900	80	0.7	4,364	16,367	—	0.50	458	2.80
7.0	7	s	4,900	80	0.7	4,364	16,367	—	0.50	537	3.28
8.0	7	s	4,900	80	0.7	4,364	16,367	—	0.50	615	3.76
9.0	10	c	5,250	80	0.7	4,676	17,536	61.3	1.00	1,379	7.86
10.0	10	c	5,250	80	0.7	4,676	17,536	61.3	1.00	1,379	7.86
11.0	10	c	5,250	80	0.7	4,676	17,536	61.3	1.00	1,379	7.86
12.0	10	c	5,250	80	0.7	4,676	17,536	61.3	1.00	1,379	7.86
13.0	10	c	5,250	80	0.7	4,676	17,536	61.3	1.00	1,379	7.86
14.0	10	c	5,250	80	0.7	4,676	17,536	61.3	1.00	1,379	7.86
15.0	10	c	5,250	80	0.7	4,676	17,536	61.3	1.00	1,379	7.86
16.0	15	s	10,500	80	0.7	9,352	35,071	—	0.45	1,431	4.08
17.0	50	s	35,000	80	0.7	31,175	116,905	—	0.36	2,277	1.95
18.0	50	s	35,000	80	0.7	31,175	116,905	—	0.36	2,413	2.06
19.0	50	s	35,000	80	0.7	31,175	116,905	—	0.36	2,548	2.18
20.0	50	s	35,000	80	0.7	31,175	116,905	—	0.36	2,683	2.30
21.0	50	s	35,000	80	0.7	31,175	116,905	—	0.36	2,819	2.41
22.0	50	s	35,000	80	0.7	31,175	116,905	—	0.36	2,954	2.53
23.0	50	s	35,000	80	0.7	44,535	167,007	—	0.36	3,089	2.64
24.0	65	s	45,500	80	0.7	57,896	217,109	—	0.33	3,726	2.45
25.0	65	s	45,500	80	0.7	57,896	108,554	—	0.33	1,941	2.55

※1：群杭の水平地盤反力係数(k_h)の低減率を示す。
 ※2：群杭の極限地盤反力(P_y)の低減率を示す。
 ※3：群杭による低減を考慮した極限地盤反力(P_y)を示す。

表6 群杭による極限地盤反力の低減率

砂質土 設計 GL-[m]	N 値	ϕ	κ	極限地盤反力 P_y の低減率 ($\kappa/3.0$)
6~8	7	26.8	1.5	0.50
16	15	32.3	1.4	0.45
17~23	50	46.6	1.1	0.36
24~25	65	51.1	1.0	0.33

表7 地盤ばね (杭径 2500 ϕ)

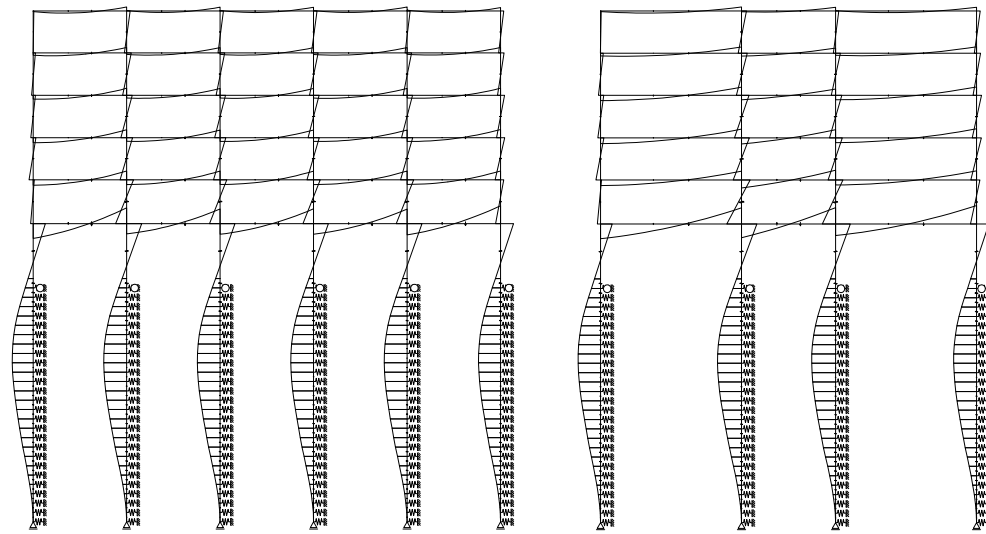
設計 GL-[m]	N 値	土質 s:砂質土 c:粘性土	E_0 [kN/m ²]	α	ξ ※1	k_{ho} [kN/m ³]	K_h [kN/m]	C_u = $q_u/2$ [kN/m ²]	低減率 $\kappa/3$ ※2	P_y ※3 [kN]	δ_y [cm]
0.0	2	c	1,050	80	0.7	935	1,754	12.3	1.00	31	1.75
1.0	2	c	1,050	80	0.7	935	3,507	12.3	1.00	96	2.73
2.0	2	c	1,050	80	0.7	935	3,507	12.3	1.00	130	3.70
3.0	4	c	3,170	80	0.7	2,824	10,588	43.9	1.00	588	5.56
4.0	4	c	3,170	80	0.7	2,824	10,588	43.9	1.00	711	6.72
5.0	4	c	3,170	80	0.7	2,824	10,588	43.9	1.00	834	7.88
6.0	7	s	4,900	80	0.7	4,364	16,367	—	0.50	458	2.80
7.0	7	s	4,900	80	0.7	4,364	16,367	—	0.50	537	3.28
8.0	7	s	4,900	80	0.7	4,364	16,367	—	0.50	615	3.76
9.0	10	c	5,250	80	0.7	4,676	17,536	61.3	1.00	1,379	7.86
10.0	10	c	5,250	80	0.7	4,676	17,536	61.3	1.00	1,379	7.86
11.0	10	c	5,250	80	0.7	4,676	17,536	61.3	1.00	1,379	7.86
12.0	10	c	5,250	80	0.7	4,676	17,536	61.3	1.00	1,379	7.86
13.0	10	c	5,250	80	0.7	4,676	17,536	61.3	1.00	1,379	7.86
14.0	10	c	5,250	80	0.7	4,676	17,536	61.3	1.00	1,379	7.86
15.0	10	c	5,250	80	0.7	4,676	17,536	61.3	1.00	1,379	7.86
16.0	15	s	10,500	80	0.7	9,352	35,071	—	0.45	1,431	4.08
17.0	50	s	35,000	80	0.7	31,175	116,905	—	0.36	2,277	1.95
18.0	50	s	35,000	80	0.7	31,175	116,905	—	0.36	2,413	2.06
19.0	50	s	35,000	80	0.7	31,175	116,905	—	0.36	2,548	2.18
20.0	50	s	35,000	80	0.7	31,175	116,905	—	0.36	2,683	2.30
21.0	50	s	35,000	80	0.7	31,175	116,905	—	0.36	2,819	2.41
22.0	50	s	35,000	80	0.7	31,175	116,905	—	0.36	2,954	2.53
23.0	50	s	35,000	80	0.7	44,535	167,007	—	0.36	3,089	2.64
24.0	65	s	45,500	80	0.7	57,896	217,109	—	0.33	3,726	2.45
25.0	65	s	45,500	80	0.7	57,896	108,554	—	0.33	1,941	2.55

※1：群杭の水平地盤反力係数(k_h)の低減率を示す。
 ※2：群杭の極限地盤反力(P_y)の低減率を示す。
 ※3：群杭による低減を考慮した極限地盤反力(P_y)を示す。

5. 一次設計

5.1 応力図

代表フレームの地震時応力を図9に示す。一次設計時に最上層の地盤ばねの降伏が見られる。
 (なお、一次設計で弾性解析により応力を算定する場合は、降伏する地盤ばねを等価剛性として評価する必要がある。)



○：水平地盤ばねの降伏を示す。
 X方向 (Cフレーム) Y方向 (3フレーム)
 図9 応力図 (鉛直+地震時)

5.2 偏心率・剛性率・層間変形角・杭頭変位

5.2.1 偏心率

偏心率を表8に示す。線路階は杭の変形を含めた剛性により再計算を行い確認した。

表8 偏心率

階	重心		剛心		偏心距離		ねじれ剛性 K _R [kN・m]	弾力半径		偏心率	
	g _x [cm]	g _y [cm]	l _x [cm]	l _y [cm]	e _x [cm]	e _y [cm]		r _{ex} [cm]	r _{ey} [cm]	R _{ex}	R _{ey}
6	2,500	2,000	2,500	2,000	0.0	0.0	301,397,232	2,117	2,270	0.00	0.00
5	2,500	2,000	2,500	2,000	0.0	0.0	355,719,902	2,169	2,252	0.00	0.00
4	2,500	2,000	2,500	2,000	0.0	0.0	415,614,167	2,137	2,254	0.00	0.00
3	2,500	2,000	2,500	2,000	0.0	0.0	505,494,871	2,102	2,277	0.00	0.00
2	2,500	2,000	2,500	2,000	0.0	0.0	683,018,653	2,062	2,267	0.00	0.00
1*	2,500	2,000	2,500	2,000	0.0	0.0	216,420,312	2,192	2,238	0.00	0.00

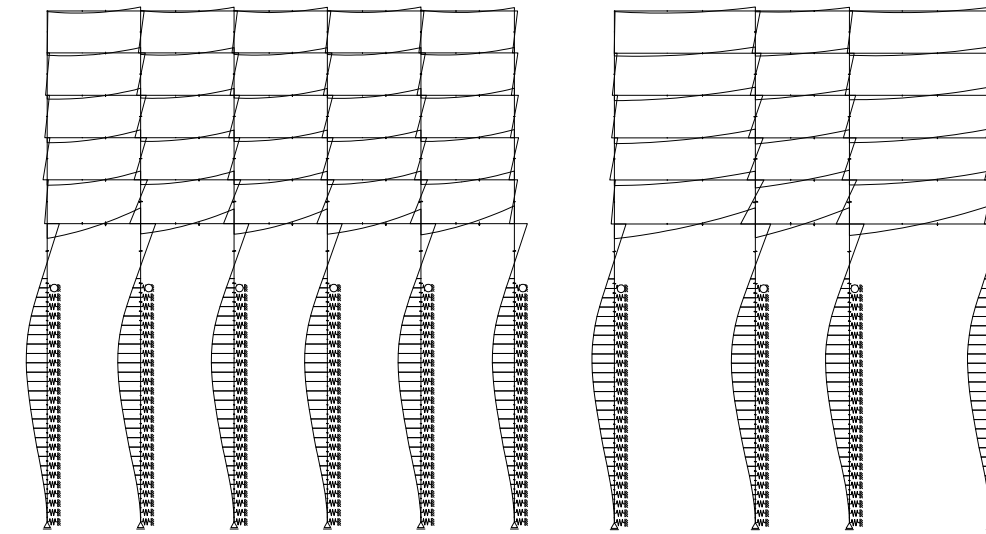
※：1階（線路階）は杭の変形を含めた剛性により算定した値。

表9に偏心率の補正值を示す。本設計例は整形な平面配置であり偏心率は5%未満であるため、杭の応力および変位については、n=0.05の偏心率を考慮し杭頭変位、杭応力を検討する。

5. 一次設計

5.1 応力図

代表フレームの地震時応力を図9に示す。一次設計時に最上層の地盤ばねの降伏が見られる。
 (なお、一次設計で弾性解析により応力を算定する場合は、降伏する地盤ばねを等価剛性として評価する必要がある。)



○：水平地盤ばねの降伏を示す。
 X方向 (Cフレーム) Y方向 (3フレーム)
 図9 応力図 (鉛直+地震時)

5.2 偏心率・剛性率・層間変形角・杭頭変位

5.2.1 偏心率

偏心率を表8に示す。線路階は杭の変形を含めた剛性により再計算を行い確認した。

表8 偏心率

階	重心		剛心		偏心距離		ねじれ剛性 K _R [kN・m]	弾力半径		偏心率	
	g _x [cm]	g _y [cm]	l _x [cm]	l _y [cm]	e _x [cm]	e _y [cm]		r _{ex} [cm]	r _{ey} [cm]	R _{ex}	R _{ey}
6	2,500	2,000	2,500	2,000	0.0	0.0	301,397,232	2,117	2,270	0.00	0.00
5	2,500	2,000	2,500	2,000	0.0	0.0	355,719,902	2,169	2,252	0.00	0.00
4	2,500	2,000	2,500	2,000	0.0	0.0	415,614,167	2,137	2,254	0.00	0.00
3	2,500	2,000	2,500	2,000	0.0	0.0	505,494,871	2,102	2,277	0.00	0.00
2	2,500	2,000	2,500	2,000	0.0	0.0	683,018,653	2,062	2,267	0.00	0.00
1*	2,500	2,000	2,500	2,000	0.0	0.0	216,420,312	2,192	2,238	0.00	0.00

※：1階（線路階）は杭の変形を含めた剛性により算定した値。

表9に偏心率の補正值を示す。本設計例は整形な平面配置であり偏心率は5%未満であるため、杭の応力および変位については、n=0.05の偏心率を考慮し杭頭変位、杭応力を検討する。

表9 偏心による補正值

方向	剛心位置 [m]	弾力半径 [m]	偏心率	補正 偏心率
X方向	25.0	21.92	0.0	0.05
Y方向	20.0	22.38	0.0	0.05

実際には、各杭位置により偏心による補正值が異なるが、簡便のため最大値を採用する。

補正率 X方向 $\alpha_x = 1 + n \cdot y / r_{e_x} = 1 + 0.05 \times 20 / 21.92 = 1.046 \rightarrow 1.05$

Y方向 $\alpha_y = 1 + n \cdot x / r_{e_y} = 1 + 0.05 \times 25 / 22.38 = 1.056 \rightarrow 1.06$

5.2.2 剛性率

剛性率を表10に示す。線路階の剛性率は、0.3以上を満足している。なお、 $1/r_s$ は重心位置での層間変形角である。

表10 剛性率の検討

階	X方向加力 (r_s の平均 290)				Y方向加力 (r_s の平均 253)			
	層間変位 [cm]	r_s	R_s	F_s	層間変位 [cm]	r_s	R_s	F_s
6	1.28	351	1.21	1.00	1.47	305	1.202	1.00
5	1.78	253	0.87	1.00	1.92	234	0.923	1.00
4	1.90	236	0.82	1.00	2.12	212	0.836	1.00
3	1.75	258	0.89	1.00	2.07	218	0.857	1.00
2	1.35	334	1.15	1.00	1.65	274	1.077	1.00
線路階	2.44	308	1.06	1.00	2.67	280	1.102	1.00

5.2.3 層間変形角

最大層間変形角を表11に示す。両方向共に線路階 1/150 以下、上層階 1/200 以下のクライテリアを満足している。層間変形角は各柱で確認し、最大値を示している。

表11 層間変形角

階	X方向		Y方向	
	層間変位 [cm]	層間変形角 [rad]	層間変位 [cm]	層間変形角 [rad]
6	1.28	1/351	1.47	1/305
5	1.78	1/253	1.92	1/234
4	1.90	1/236	2.12	1/212
3	1.75	1/258	2.07	1/218
2	1.35	1/334	1.65	1/274
線路階	2.56	1/293	2.81	1/266

表9 偏心による補正值

方向	剛心位置 [m]	弾力半径 [m]	偏心率	補正 偏心率
X方向	25.0	21.92	0.0	0.05
Y方向	20.0	22.38	0.0	0.05

実際には、各杭位置により偏心による補正值が異なるが、簡便のため最大値を採用する。

補正率 X方向 $\alpha_x = 1 + n \cdot y / r_{e_x} = 1 + 0.05 \times 20 / 21.92 = 1.046 \rightarrow 1.05$

Y方向 $\alpha_y = 1 + n \cdot x / r_{e_y} = 1 + 0.05 \times 25 / 22.38 = 1.056 \rightarrow 1.06$

5.2.2 剛性率

剛性率を表10に示す。線路階の剛性率は、0.3以上を満足している。なお、 $1/r_s$ は重心位置での層間変形角である。

表10 剛性率の検討

階	X方向加力 (r_s の平均 290)				Y方向加力 (r_s の平均 253)			
	層間変位 [cm]	r_s	R_s	F_s	層間変位 [cm]	r_s	R_s	F_s
6	1.28	351	1.21	1.00	1.47	305	1.202	1.00
5	1.78	253	0.87	1.00	1.92	234	0.923	1.00
4	1.90	236	0.82	1.00	2.12	212	0.836	1.00
3	1.75	258	0.89	1.00	2.07	218	0.857	1.00
2	1.35	334	1.15	1.00	1.65	274	1.077	1.00
線路階	2.44	308	1.06	1.00	2.67	280	1.102	1.00

5.2.3 層間変形角

最大層間変形角を表11に示す。両方向共に線路階 1/150 以下、上層階 1/200 以下のクライテリアを満足している。層間変形角は各柱で確認し、最大値を示している。

表11 層間変形角

階	X方向		Y方向	
	層間変位 [cm]	層間変形角 [rad]	層間変位 [cm]	層間変形角 [rad]
6	1.28	1/351	1.47	1/305
5	1.78	1/253	1.92	1/234
4	1.90	1/236	2.12	1/212
3	1.75	1/258	2.07	1/218
2	1.35	1/334	1.65	1/274
線路階	2.56	1/293	2.81	1/266

5.2.4 杭頭変位

一次設計時の杭頭変位（設計地盤面の水平変位）を各杭に対して確認する。杭頭変位は、表 9 で算定した偏心による割り増しを考慮する。杭径に対する杭頭変位は X 方向で 1.14%、Y 方向で 1.12% であり杭径の 1.5%（場所打ち鉄筋コンクリート杭）以内であることを確認した。

表 12 杭頭（設計地盤面）変位

	杭頭変位[cm] (偏心による割り増しを考慮)	δ_p/D (判定値 1.5[%])
X 方向 (線路平行方向)	$\delta_p \cdot \alpha_x = 2.72 \times 1.05 = 2.85$	$2.85/250 = 1.14[\%] < 1.5[\%]$ 判定 OK
Y 方向 (線路直交方向)	$\delta_p \cdot \alpha_y = 2.81 \times 1.06 = 2.97$	$2.97/250 = 1.12[\%] < 1.5[\%]$ 判定 OK

5.3 柱、梁の断面算定

全て許容応力度以内であることを確認した。

梁のたわみも線路階で 1/500 以下、上層階で 1/300 以下であることを確認した。本設計例ではスパン 20m 以上の大梁に該当しないため、鉛直震度による割り増し検討は行わない。

5.4 杭の鉛直支持力および断面算定

杭の鉛直支持力と杭頭に作用する最大長期荷重を表 13 に示す。杭の断面算定では 10cm の杭の偏心を考慮し、長期設計用曲げモーメント ($M_L + N_L \times 0.1m$)、短期設計用曲げモーメント ($M_L + M_E + (N_L + N_E) \times 0.1m$) に対し許容応力度以下であることを確認している。なお、短期応力に表 9 で算定した偏心による割り増しを考慮する。

表 13 杭の長期支持力と最大長期荷重

杭径[cm]	250
杭長[cm]	2,500
L/D	10.0
長期支持力[kN]	11,010
最大長期荷重[kN]	8,772

6. 二次設計

6.1 静的増分解析結果

6.1.1 荷重係数一層間変形角

構造高さが 20m を超えているため、保有水平耐力の評価に P- Δ 効果の影響を考慮する。

表 14 に層間変形角 1/75 時の P- Δ 効果による層せん断力の算定結果を示す。P- Δ 効果による保有水平耐力への影響は、線路階で 3% 程度である。図 10 に線路階の P- Δ 効果の影響の比較を示す。図 11 に各階の P- Δ 効果を考慮した荷重係数一層間変形角関係を示す。

5.2.4 杭頭変位

一次設計時の杭頭変位（設計地盤面の水平変位）を各杭に対して確認する。杭頭変位は、表 9 で算定した偏心による割り増しを考慮する。杭径に対する杭頭変位は X 方向で 1.14%、Y 方向で 1.12% であり杭径の 1.5%（場所打ち鉄筋コンクリート杭）以内であることを確認した。

表 12 杭頭（設計地盤面）変位

	杭頭変位[cm] (偏心による割り増しを考慮)	δ_p/D (判定値 1.5[%])
X 方向 (線路平行方向)	$\delta_p \cdot \alpha_x = 2.72 \times 1.05 = 2.85$	$2.85/250 = 1.14[\%] < 1.5[\%]$ 判定 OK
Y 方向 (線路直交方向)	$\delta_p \cdot \alpha_y = 2.81 \times 1.06 = 2.97$	$2.97/250 = 1.12[\%] < 1.5[\%]$ 判定 OK

5.3 柱、梁の断面算定

全て許容応力度以内であることを確認した。

梁のたわみも線路階で 1/500 以下、上層階で 1/300 以下であることを確認した。本設計例ではスパン 20m 以上の大梁に該当しないため、鉛直震度による割り増し検討は行わない。

5.4 杭の鉛直支持力および断面算定

杭の鉛直支持力と杭頭に作用する最大長期荷重を表 13 に示す。杭の断面算定では 10cm の杭の偏心を考慮し、長期設計用曲げモーメント ($M_L + N_L \times 0.1m$)、短期設計用曲げモーメント ($M_L + M_E + (N_L + N_E) \times 0.1m$) に対し許容応力度以下であることを確認している。なお、短期応力に表 9 で算定した偏心による割り増しを考慮する。

表 13 杭の長期支持力と最大長期荷重

杭径[cm]	250
杭長[cm]	2,500
L/D	10.0
長期支持力[kN]	11,010
最大長期荷重[kN]	8,772

6. 二次設計

6.1 静的増分解析結果

6.1.1 荷重係数一層間変形角

構造高さが 20m を超えているため、保有水平耐力の評価に P- Δ 効果の影響を考慮する。

表 14 に層間変形角 1/75 時の P- Δ 効果による層せん断力の算定結果を示す。P- Δ 効果による保有水平耐力への影響は、線路階で 3% 程度である。図 10 に線路階の P- Δ 効果の影響の比較を示す。図 11 に各階の P- Δ 効果を考慮した荷重係数一層間変形角関係を示す。

表 14 P- Δ 効果の考慮した保有水平耐力 (荷重係数) の算定

X 方向 (線路平行方向)

階	ΣW_i [kN]	階高 [cm]	$\Delta_{1/75}$ [cm]	Q_u [kN]	$Q_{P-\Delta} = \Sigma W_i \times \Delta / h$ [kN]	$Q_{P-\Delta} / Q_u$ [%]	$Q_u' = Q_u - Q_{P-\Delta}$	A_i	荷重係数 $Q_u' / (Z \cdot R_t \cdot A_i \cdot \Sigma W_i)$
6	22,290	450	6.00	23,688	297	1.25	23,390	1.94	0.541
5	42,459	450	6.00	33,108	566	1.71	32,542	1.59	0.482
4	62,751	450	6.00	40,337	837	2.07	39,501	1.39	0.453
3	83,172	450	6.00	48,669	1,109	2.28	47,560	1.24	0.460
2	103,877	450	6.00	60,130	1,385	2.30	58,745	1.12	0.507
1 線路階	125,503	750	10.0	62,866	1,673	2.66	61,193	1.00	0.488

Y 方向 (線路直交方向)

階	ΣW_i [kN]	階高 [cm]	$\Delta_{1/75}$ [cm]	Q_u [kN]	$Q_{P-\Delta} = \Sigma W_i \times \Delta / h$ [kN]	$Q_{P-\Delta} / Q_u$ [%]	$Q_u' = Q_u - Q_{P-\Delta}$	A_i	荷重係数 $Q_u' / (Z \cdot R_t \cdot A_i \cdot \Sigma W_i)$
6	22,290	450	6.00	20,678	297	1.44	20,381	1.94	0.471
5	42,459	450	6.00	30,682	566	1.85	30,116	1.59	0.446
4	62,751	450	6.00	36,473	837	2.29	35,636	1.39	0.409
3	83,172	450	6.00	44,152	1,109	2.51	43,043	1.24	0.417
2	103,877	450	6.00	54,148	1,385	2.56	52,763	1.12	0.454
1 線路階	125,503	750	10.0	59,183	1,673	2.83	57,510	1.00	0.458

表 14 P- Δ 効果の考慮した保有水平耐力 (荷重係数) の算定

X 方向 (線路平行方向)

階	ΣW_i [kN]	階高 [cm]	$\Delta_{1/75}$ [cm]	Q_u [kN]	$Q_{P-\Delta} = \Sigma W_i \times \Delta / h$ [kN]	$Q_{P-\Delta} / Q_u$ [%]	$Q_u' = Q_u - Q_{P-\Delta}$	A_i	荷重係数 $Q_u' / (Z \cdot R_t \cdot A_i \cdot \Sigma W_i)$
6	22,290	450	6.00	23,688	297	1.25	23,390	1.94	0.541
5	42,459	450	6.00	33,108	566	1.71	32,542	1.59	0.482
4	62,751	450	6.00	40,337	837	2.07	39,501	1.39	0.453
3	83,172	450	6.00	48,669	1,109	2.28	47,560	1.24	0.460
2	103,877	450	6.00	60,130	1,385	2.30	58,745	1.12	0.507
1 線路階	125,503	750	10.0	62,866	1,673	2.66	61,193	1.00	0.488

Y 方向 (線路直交方向)

階	ΣW_i [kN]	階高 [cm]	$\Delta_{1/75}$ [cm]	Q_u [kN]	$Q_{P-\Delta} = \Sigma W_i \times \Delta / h$ [kN]	$Q_{P-\Delta} / Q_u$ [%]	$Q_u' = Q_u - Q_{P-\Delta}$	A_i	荷重係数 $Q_u' / (Z \cdot R_t \cdot A_i \cdot \Sigma W_i)$
6	22,290	450	6.00	20,678	297	1.44	20,381	1.94	0.471
5	42,459	450	6.00	30,682	566	1.85	30,116	1.59	0.446
4	62,751	450	6.00	36,473	837	2.29	35,636	1.39	0.409
3	83,172	450	6.00	44,152	1,109	2.51	43,043	1.24	0.417
2	103,877	450	6.00	54,148	1,385	2.56	52,763	1.12	0.454
1 線路階	125,503	750	10.0	59,183	1,673	2.83	57,510	1.00	0.458

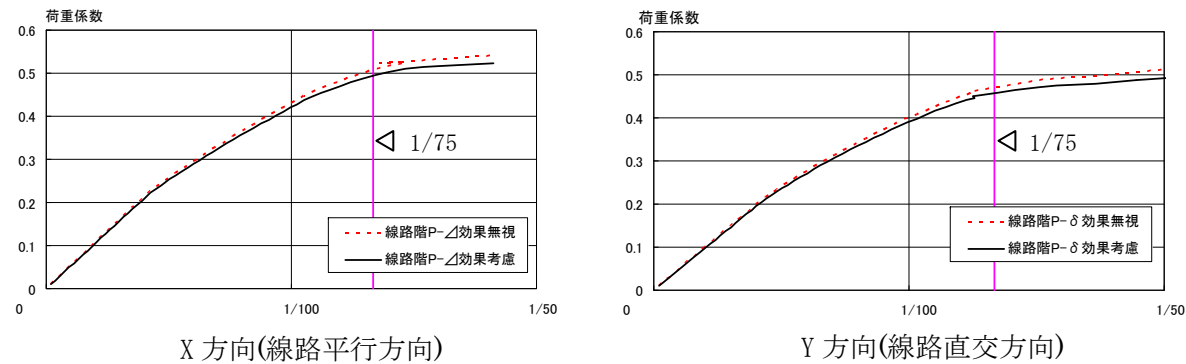


図 10 線路階の P- Δ 効果の影響比較

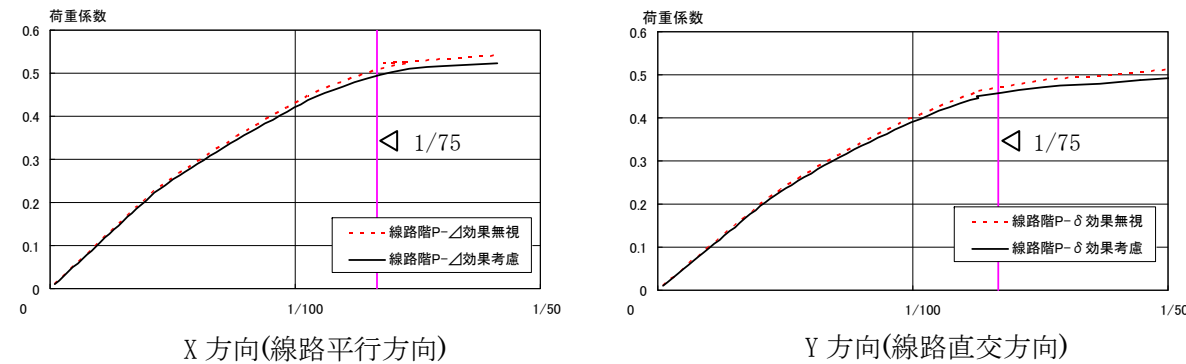


図 10 線路階の P- Δ 効果の影響比較

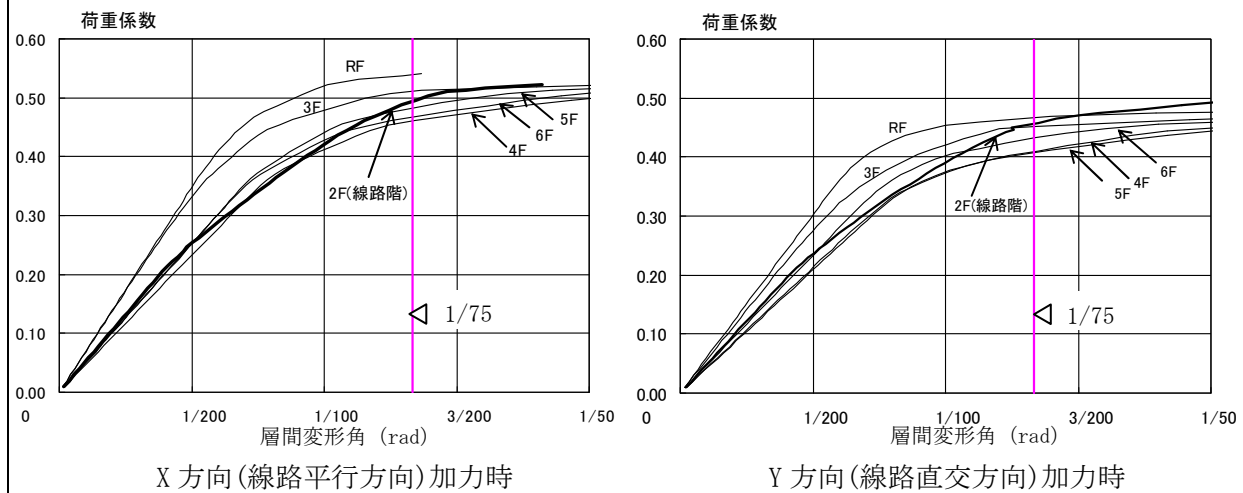


図 11 荷重係数-層間変形角関係

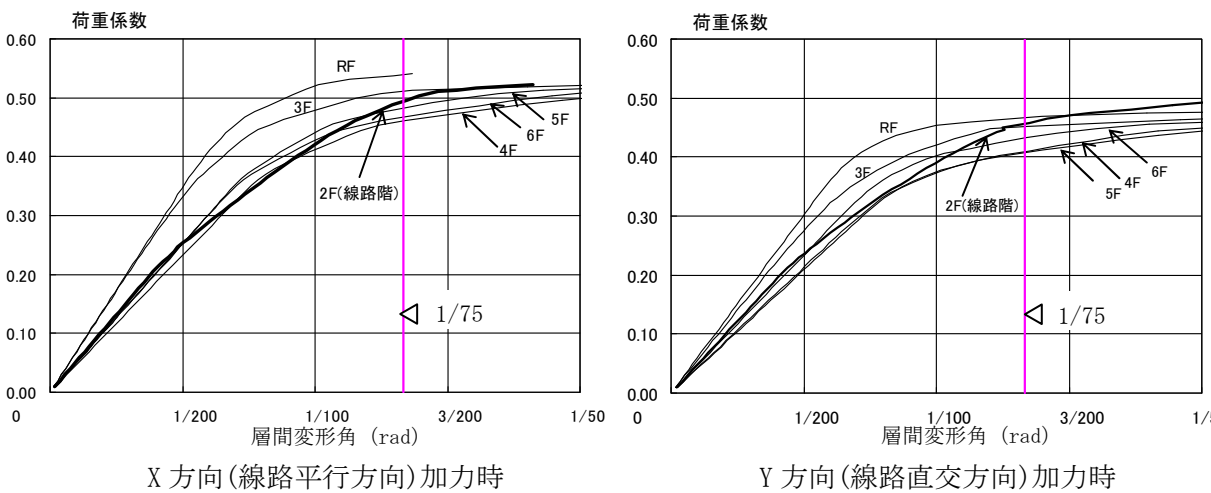
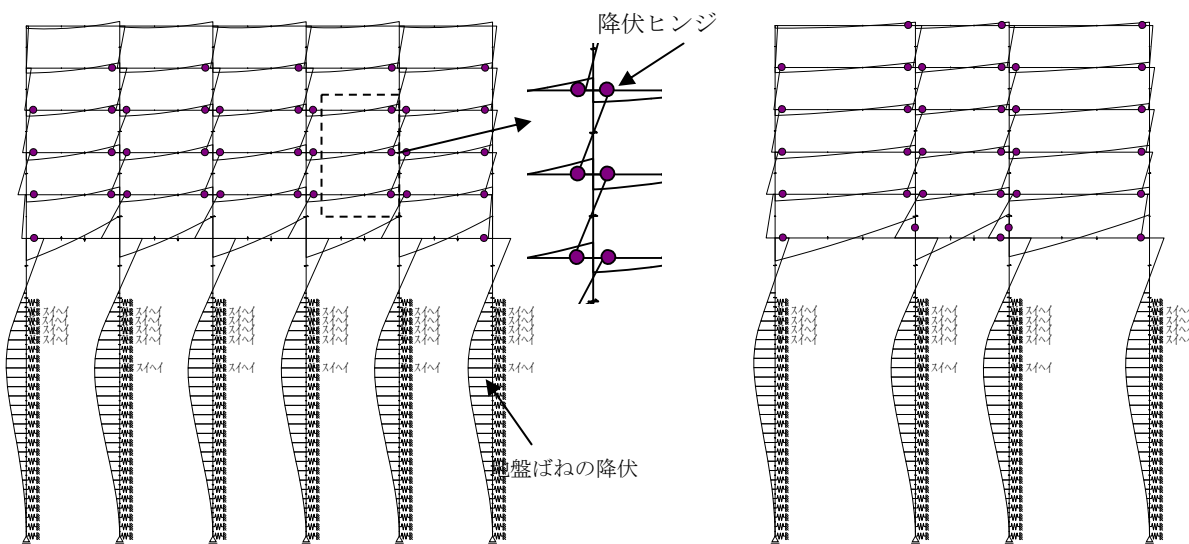


図 11 荷重係数-層間変形角関係

6.1.2 ヒンジ発生状況

保有水平耐力時のヒンジ発生状況を図12に示す。保有水平耐力時に圧縮側の杭にヒンジが発生していないことを確認した。

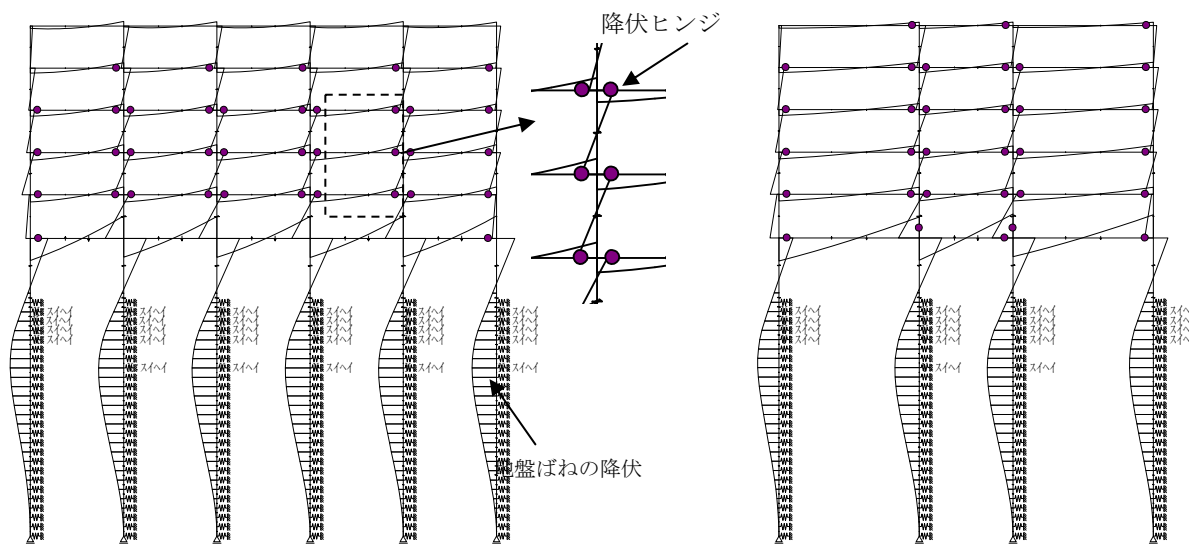


X方向（線路平行方向）加力時 Y方向（線路直交方向）加力時

図12 保有水平耐力時のヒンジ図

6.1.2 ヒンジ発生状況

保有水平耐力時のヒンジ発生状況を図12に示す。保有水平耐力時に圧縮側の杭にヒンジが発生していないことを確認した。

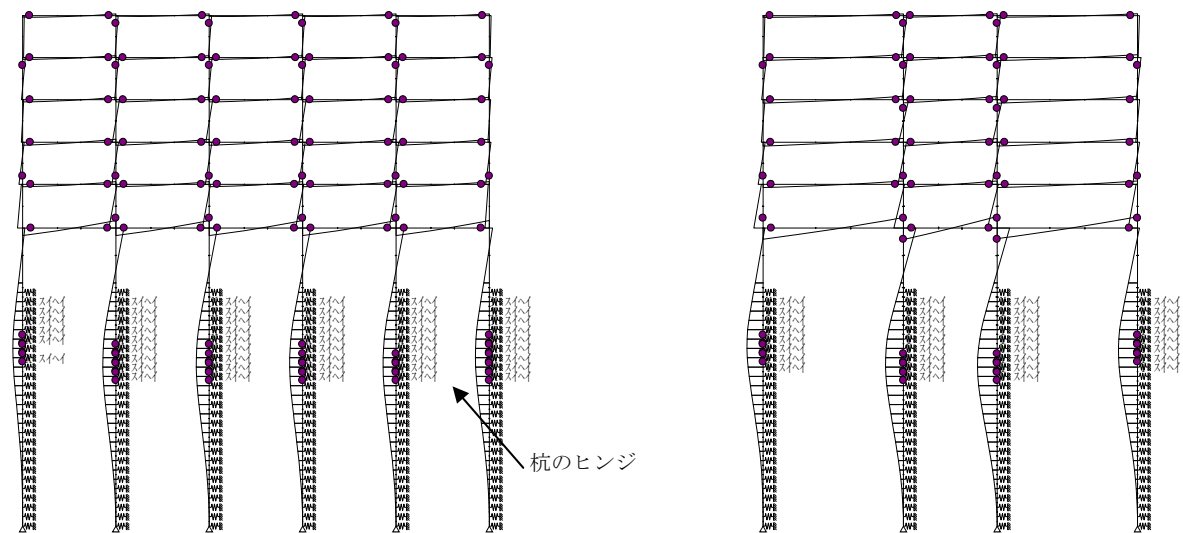


X方向（線路平行方向）加力時 Y方向（線路直交方向）加力時

図12 保有水平耐力時のヒンジ図

6.1.3 線路階の層降伏メカニズムの確認

図13に層降伏メカニズム時のヒンジ図を示す。また表15に線路階柱頭節点部のヒンジ発生時の荷重係数を示す。線路階の各柱頭節点部において柱梁にヒンジが発生した後に杭体にヒンジが発生することを確認した。

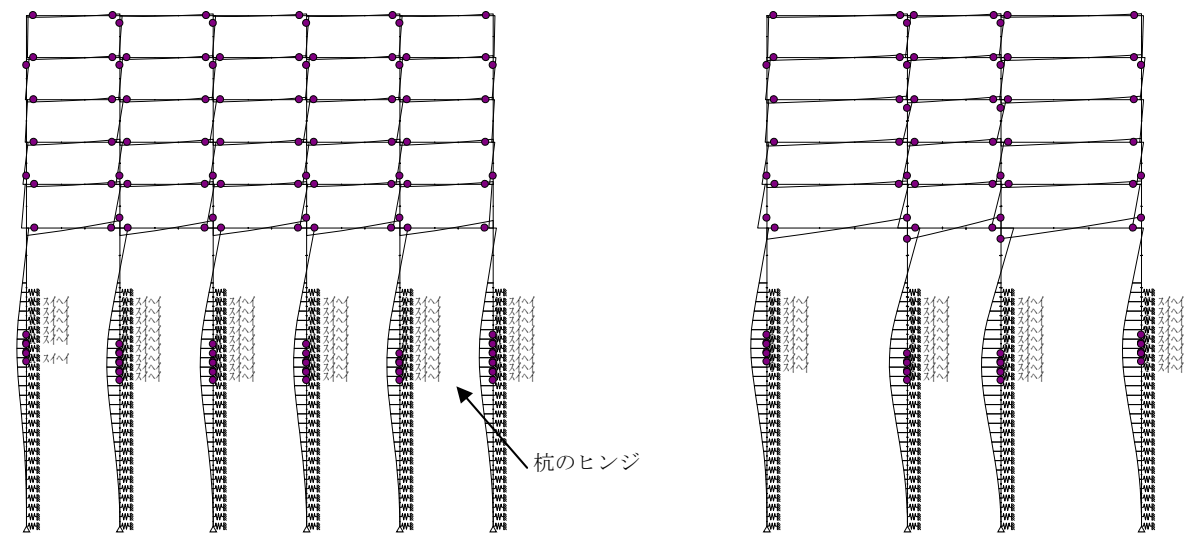


X方向（線路平行方向）加力時 Y方向（線路直交方向）加力時

図13 層降伏メカニズム時のヒンジ図

6.1.3 線路階の層降伏メカニズムの確認

図13に層降伏メカニズム時のヒンジ図を示す。また表15に線路階柱頭節点部のヒンジ発生時の荷重係数を示す。線路階の各柱頭節点部において柱梁にヒンジが発生した後に杭体にヒンジが発生することを確認した。



X方向（線路平行方向）加力時 Y方向（線路直交方向）加力時

図13 層降伏メカニズム時のヒンジ図

表 15 ヒンジ発生時の荷重係数

	線路階梁・柱	杭	判定
X 方向	0.45~0.51	0.54~0.60	0. K
Y 方向	0.43~0.48	0.50~0.53	0. K

6.2 必要保有水平耐力

6.2.1 層降伏順序

層間変形角 1/75 時の各階の荷重係数を表 16 に示す。()内は線路階の荷重係数との比である。X 方向は線路階との荷重係数比が 0.9 を超えるため線路階先行降伏となる。Y 方向は 4 階で線路階との荷重係数比が 0.9 以下となり、かつ先行降伏する階より上層の重量比 (m_2/m_1) が 1.01 (0.4 以上) であるため上層階先行降伏と判定する。

表 16 保有水平耐力時の荷重係数

階	X 方向	Y 方向	
	荷重係数	荷重係数	m_i [kN]
6	0.541 (1.11)	0.471 (1.03)	22,290
5	0.482 (0.99)	0.446 (0.97)	20,170
4	0.453 (0.93)	0.408 (0.89) < 0.9	20,292 } $m_2=62,751$
3	0.460 (0.94)	0.417 (0.91)	20,421
2	0.507 (1.04)	0.454 (0.99)	20,624
線路階	0.488 (1.00)	0.458 (1.00)	21,334 } $m_1=62,380$
重量比	-	1.01 ($m_2/m_1=62,751/62,380$) > 0.4	
降伏層判定	線路階先行	上層階先行	

6.2.2 D_s' の算定

表 17 に D_s' の算定結果を示す。層降伏順序が線路階先行降伏の X 方向では線路階の $D_s' = 0.45$ 、上層階先行降伏の Y 方向では $D_s' = 0.375$ となる。

表 17 D_s' の算定

	地中梁の有無	層降伏順序	階	部材種別 (D_s)	D_s'	
					算定式	値
X 方向	無	線路階先行降伏	線路階	FA ($D_s=0.25$)	$1.5(D_s+0.05)$ $=1.5 \times (0.25+0.05)$	0.45
			上層階	FA ($D_s=0.25$)	0.25	0.25
Y 方向	無	上層階先行降伏	線路階	FA ($D_s=0.25$)	$1.25(D_s+0.05)$ $=1.25 \times (0.25+0.05)$	0.375
			上層階	FA ($D_s=0.25$)	$(D_s+0.1)$ $=0.25+0.1$	0.35

表 15 ヒンジ発生時の荷重係数

	線路階梁・柱	杭	判定
X 方向	0.45~0.51	0.54~0.60	0. K
Y 方向	0.43~0.48	0.50~0.53	0. K

6.2 必要保有水平耐力

6.2.1 層降伏順序

層間変形角 1/75 時の各階の荷重係数を表 16 に示す。()内は線路階の荷重係数との比である。X 方向は線路階との荷重係数比が 0.9 を超えるため線路階先行降伏となる。Y 方向は 4 階で線路階との荷重係数比が 0.9 以下となり、かつ先行降伏する階より上層の重量比 (m_2/m_1) が 1.01 (0.4 以上) であるため上層階先行降伏と判定する。

表 16 保有水平耐力時の荷重係数

階	X 方向	Y 方向	
	荷重係数	荷重係数	m_i [kN]
6	0.541 (1.11)	0.471 (1.03)	22,290
5	0.482 (0.99)	0.446 (0.97)	20,170
4	0.453 (0.93)	0.408 (0.89) < 0.9	20,292 } $m_2=62,751$
3	0.460 (0.94)	0.417 (0.91)	20,421
2	0.507 (1.04)	0.454 (0.99)	20,624
線路階	0.488 (1.00)	0.458 (1.00)	21,334 } $m_1=62,380$
重量比	-	1.01 ($m_2/m_1=62,751/62,380$) > 0.4	
降伏層判定	線路階先行	上層階先行	

6.2.2 D_s' の算定

表 17 に D_s' の算定結果を示す。層降伏順序が線路階先行降伏の X 方向では線路階の $D_s' = 0.45$ 、上層階先行降伏の Y 方向では $D_s' = 0.375$ となる。

表 17 D_s' の算定

	地中梁の有無	層降伏順序	階	部材種別 (D_s)	D_s'	
					算定式	値
X 方向	無	線路階先行降伏	線路階	FA ($D_s=0.25$)	$1.5(D_s+0.05)$ $=1.5 \times (0.25+0.05)$	0.45
			上層階	FA ($D_s=0.25$)	0.25	0.25
Y 方向	無	上層階先行降伏	線路階	FA ($D_s=0.25$)	$1.25(D_s+0.05)$ $=1.25 \times (0.25+0.05)$	0.375
			上層階	FA ($D_s=0.25$)	$(D_s+0.1)$ $=0.25+0.1$	0.35

6.3 保有水平耐力

6.3.1 柱梁パネル耐力比

線路階の柱梁パネル耐力比を表 18 に示す。また、柱梁耐力比を表 19 に示す。

梁の曲げ耐力はウェブを考慮した。表 18 より各層とも全体崩壊であるため、冷間成形角形鋼管の耐力を低減する追加検討は行わない。

表 18 柱梁パネル耐力比

層	X 方向				Y 方向			
	$\Sigma M_{c i}$ [kN・m]	$\Sigma \min(1.5M_{b i}, 1.3M_{p i})$ [kN・m]	判定 >1.0 で全体崩壊		$\Sigma M_{c i}$ [kN・m]	$\Sigma \min(1.5M_{b i}, 1.3M_{p i})$ [kN・m]	判定 >1.0 で全体崩壊	
6F	201,870	142,745	1.41	全体崩壊	201,870	145,607	1.39	全体崩壊
5F	235,538	167,210	1.41	全体崩壊	235,538	175,614	1.34	全体崩壊
4F	270,805	186,323	1.45	全体崩壊	270,805	191,305	1.42	全体崩壊
3F	420,907	280,855	1.50	全体崩壊	420,907	254,026	1.66	全体崩壊
2F	617,134	588,447	1.05	全体崩壊	617,134	584,392	1.06	全体崩壊

表 19 柱梁耐力比

層	X 方向			Y 方向		
	$\Sigma M_{c i}$ [kN・m]	$\Sigma 1.5M_{b i}$ [kN・m]	$\Sigma M_{c i} / \Sigma 1.5M_{b i}$ >1.0 梁降伏判定	$\Sigma M_{c i}$ [kN・m]	$\Sigma 1.5M_{b i}$ [kN・m]	$\Sigma M_{c i} / \Sigma 1.5M_{b i}$ >1.0 梁降伏判定
2F	617,134	882,670	0.70 柱降伏	617,134	575,897	1.07 梁降伏

6.3.2 保有水平耐力と必要保有水平耐力の比較

保有水平耐力と必要保有水平耐力の比較を表 20 に示す。 Q_u' は表 14 による P- Δ 効果の影響を考慮した保有水平耐力である。各層とも保有水平耐力が必要保有水平耐力を上回ることを確認した。

表 20 保有水平耐力と必要保有水平耐力の比較

階	X 方向			Y 方向		
	必要保有水平耐力 D_s'	保有水平耐力 $F_{e s}$	$Q_{u n}$ [kN]	必要保有水平耐力 D_s'	保有水平耐力 $F_{e s}$	$Q_{u n}$ [kN]
6	0.25	1.0	10,811	0.35	1.0	15,135
5	0.25	1.0	16,888	0.35	1.0	23,644
4	0.25	1.0	21,822	0.35	1.0	30,550
3	0.25	1.0	25,825	0.35	1.0	36,155
2	0.25	1.0	28,982	0.35	1.0	40,574
線路階	0.45	1.0	56,476	0.375	1.0	47,063

階	X 方向			Y 方向		
	必要保有水平耐力 D_s'	保有水平耐力 $F_{e s}$	$Q_{u n}$ [kN]	必要保有水平耐力 D_s'	保有水平耐力 $F_{e s}$	$Q_{u n}$ [kN]
6	0.25	1.0	10,811	0.35	1.0	15,135
5	0.25	1.0	16,888	0.35	1.0	23,644
4	0.25	1.0	21,822	0.35	1.0	30,550
3	0.25	1.0	25,825	0.35	1.0	36,155
2	0.25	1.0	28,982	0.35	1.0	40,574
線路階	0.45	1.0	56,476	0.375	1.0	47,063

6.3 保有水平耐力

6.3.1 柱梁パネル耐力比

線路階の柱梁パネル耐力比を表 18 に示す。また、柱梁耐力比を表 19 に示す。

梁の曲げ耐力はウェブを考慮した。表 18 より各層とも全体崩壊であるため、冷間成形角形鋼管の耐力を低減する追加検討は行わない。

表 18 柱梁パネル耐力比

層	X 方向				Y 方向			
	$\Sigma M_{c i}$ [kN・m]	$\Sigma \min(1.5M_{b i}, 1.3M_{p i})$ [kN・m]	判定 >1.0 で全体崩壊		$\Sigma M_{c i}$ [kN・m]	$\Sigma \min(1.5M_{b i}, 1.3M_{p i})$ [kN・m]	判定 >1.0 で全体崩壊	
6F	201,870	142,745	1.41	全体崩壊	201,870	145,607	1.39	全体崩壊
5F	235,538	167,210	1.41	全体崩壊	235,538	175,614	1.34	全体崩壊
4F	270,805	186,323	1.45	全体崩壊	270,805	191,305	1.42	全体崩壊
3F	420,907	280,855	1.50	全体崩壊	420,907	254,026	1.66	全体崩壊
2F	617,134	588,447	1.05	全体崩壊	617,134	584,392	1.06	全体崩壊

表 19 柱梁耐力比

層	X 方向			Y 方向		
	$\Sigma M_{c i}$ [kN・m]	$\Sigma 1.5M_{b i}$ [kN・m]	$\Sigma M_{c i} / \Sigma 1.5M_{b i}$ >1.0 梁降伏判定	$\Sigma M_{c i}$ [kN・m]	$\Sigma 1.5M_{b i}$ [kN・m]	$\Sigma M_{c i} / \Sigma 1.5M_{b i}$ >1.0 梁降伏判定
2F	617,134	882,670	0.70 柱降伏	617,134	575,897	1.07 梁降伏

6.3.2 保有水平耐力と必要保有水平耐力の比較

保有水平耐力と必要保有水平耐力の比較を表 20 に示す。 Q_u' は表 14 による P- Δ 効果の影響を考慮した保有水平耐力である。各層とも保有水平耐力が必要保有水平耐力を上回ることを確認した。

表 20 保有水平耐力と必要保有水平耐力の比較

階	X 方向			Y 方向		
	必要保有水平耐力 D_s'	保有水平耐力 $F_{e s}$	$Q_{u n}$ [kN]	必要保有水平耐力 D_s'	保有水平耐力 $F_{e s}$	$Q_{u n}$ [kN]
6	0.25	1.0	10,811	0.35	1.0	15,135
5	0.25	1.0	16,888	0.35	1.0	23,644
4	0.25	1.0	21,822	0.35	1.0	30,550
3	0.25	1.0	25,825	0.35	1.0	36,155
2	0.25	1.0	28,982	0.35	1.0	40,574
線路階	0.45	1.0	56,476	0.375	1.0	47,063

階	X 方向			Y 方向		
	必要保有水平耐力 D_s'	保有水平耐力 $F_{e s}$	$Q_{u n}$ [kN]	必要保有水平耐力 D_s'	保有水平耐力 $F_{e s}$	$Q_{u n}$ [kN]
6	0.25	1.0	10,811	0.35	1.0	15,135
5	0.25	1.0	16,888	0.35	1.0	23,644
4	0.25	1.0	21,822	0.35	1.0	30,550
3	0.25	1.0	25,825	0.35	1.0	36,155
2	0.25	1.0	28,982	0.35	1.0	40,574
線路階	0.45	1.0	56,476	0.375	1.0	47,063

6.3.3 上層階先行降伏時の上層階の検討

Y方向（線路直交方向）は上層階先行降伏となるため、以下の3項目を確認する。

- (1) 梁端フランジ拡幅補強
- (2) 梁幅拡幅による梁耐力上昇を考慮した降伏メカニズム判定
- (3) 上層階の梁先行降伏メカニズム（梁降伏）の確認

(1) 梁端フランジ拡幅は一律0.25B以上（B:端部梁幅）とした。

図14に補強概要を示す。

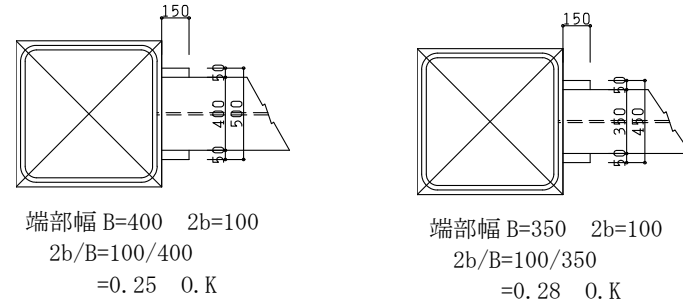


図14 端部拡幅補強図

(2) 梁幅拡幅による梁耐力上昇を考慮した降伏メカニズム判定（柱梁パネル耐力比）

梁の端部補強を考慮した降伏メカニズム判定を行う。まず、梁端部補強（フランジ幅拡幅補強）による次の1)、2)の梁耐力の上昇を検討し、 $\alpha_1 < \alpha_2$ であることを確認し、 α_1 の耐力上昇で柱梁パネル耐力比を再検討する。

- 1) 降伏位置が内側になることによる上昇 (α_1) (図15参照)
 スパン $L=10$ [m]、補強長さ $L_h=150$ [mm]、柱幅 $D_c=750$ [mm]とすると
 内法スパン $L_1=L-D_c=10,000-750=9,250$ [mm]
 補強内法スパン $L_2=L-D_c-2 \times L_h=10000-750-2 \times 150=8,950$ [mm]
 $\alpha_1=L_1/L_2=9,250/8,950=1.033$

- 2) 梁フランジ拡幅補強による耐力上昇 (α_2)
 フランジ幅の拡幅による梁耐力の上昇 α_2 は、ウェブの曲げ耐力を無視した場合
 $\alpha_2=1.25$ 倍となる。

以上より、 $\alpha_1 < \alpha_2$ が確認できたため、梁耐力の上昇率を $\alpha_1=1.033$ として柱梁パネル耐力比を再検討する。表21に判定結果を示す。簡便のため判定結果に一律1.033倍して算定した結果、全体崩壊形となることを確認した。

6.3.3 上層階先行降伏時の上層階の検討

Y方向（線路直交方向）は上層階先行降伏となるため、以下の3項目を確認する。

- (1) 梁端フランジ拡幅補強
- (2) 梁幅拡幅による梁耐力上昇を考慮した降伏メカニズム判定
- (3) 上層階の梁先行降伏メカニズム（梁降伏）の確認

(1) 梁端フランジ拡幅は一律0.25B以上（B:端部梁幅）とした。

図14に補強概要を示す。

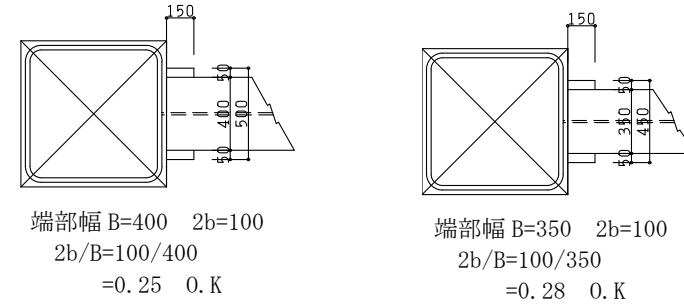


図14 端部拡幅補強図

(2) 梁幅拡幅による梁耐力上昇を考慮した降伏メカニズム判定（柱梁パネル耐力比）

梁の端部補強を考慮した降伏メカニズム判定を行う。まず、梁端部補強（フランジ幅拡幅補強）による次の1)、2)の梁耐力の上昇を検討し、 $\alpha_1 < \alpha_2$ であることを確認し、 α_1 の耐力上昇で柱梁パネル耐力比を再検討する。

- 1) 降伏位置が内側になることによる上昇 (α_1) (図15参照)
 スパン $L=10$ [m]、補強長さ $L_h=150$ [mm]、柱幅 $D_c=750$ [mm]とすると
 内法スパン $L_1=L-D_c=10,000-750=9,250$ [mm]
 補強内法スパン $L_2=L-D_c-2 \times L_h=10000-750-2 \times 150=8,950$ [mm]
 $\alpha_1=L_1/L_2=9,250/8,950=1.033$

- 2) 梁フランジ拡幅補強による耐力上昇 (α_2)
 フランジ幅の拡幅による梁耐力の上昇 α_2 は、ウェブの曲げ耐力を無視した場合
 $\alpha_2=1.25$ 倍となる。

以上より、 $\alpha_1 < \alpha_2$ が確認できたため、梁耐力の上昇率を $\alpha_1=1.033$ として柱梁パネル耐力比を再検討する。表21に判定結果を示す。簡便のため判定結果に一律1.033倍して算定した結果、全体崩壊形となることを確認した。

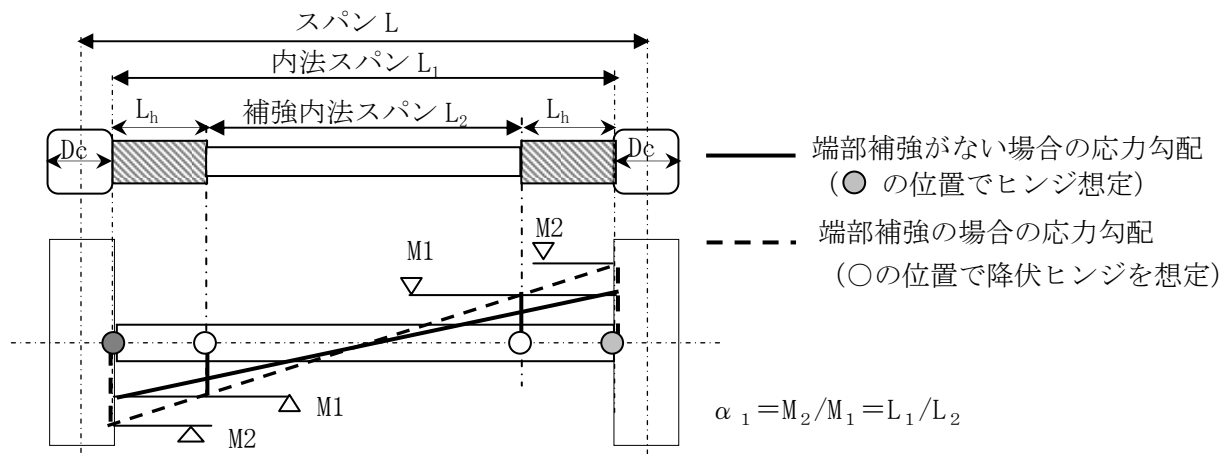


図15 端部梁の耐力上昇 (α_1) 概要図

表21 梁耐力上昇を考慮した降伏メカニズム判定

階	Y方向		判定
	ΣM_{ci} [kN・m]	$\Sigma \min(1.5M_{bi}, 1.3M_{pi})$ [kN・m] $\alpha = 1.033$	
6	201,870	145,607 × α	1.34 全体崩壊
5	235,538	175,614 × α	1.30 全体崩壊
4	270,805	191,305 × α	1.37 全体崩壊
3	420,907	254,026 × α	1.60 全体崩壊

(3) 上層階の梁先行降伏メカニズム (梁降伏) の確認

上層階先行降伏となる場合、上層階の降伏メカニズムが最上階柱頭と2階柱脚を除いて梁先行降伏であることを確認する。図16にY方向加力時の層降伏時のヒンジ図を示す。数字は部材ヒンジが発生する増分解析ステップを示す。6~3Fとも梁のヒンジ発生ステップ数が柱のヒンジ発生ステップより小さいため、梁先行降伏であることを確認した。

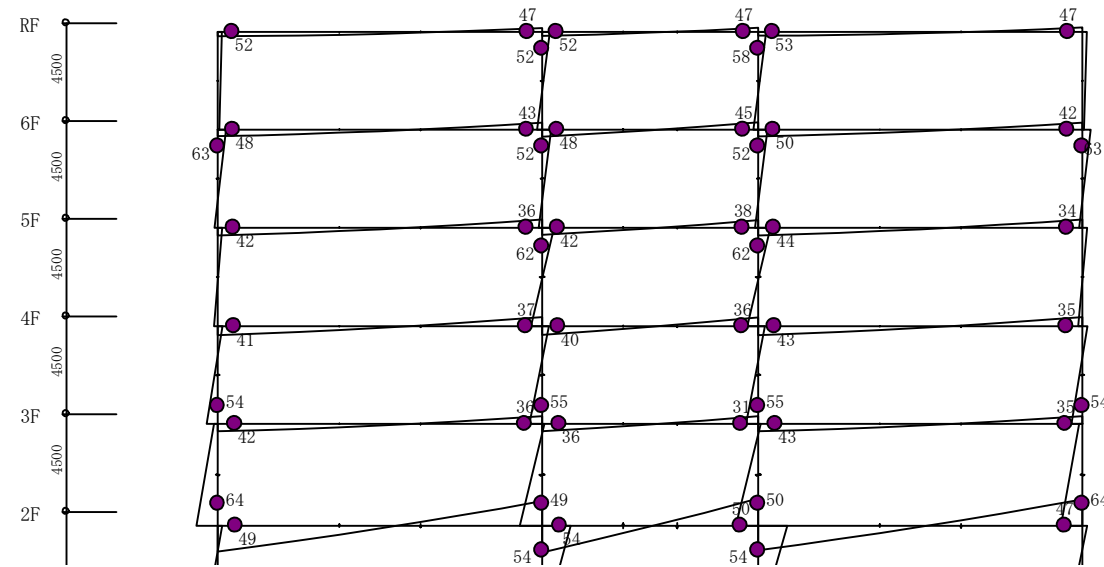


図16 Y方向加力時の層降伏時のヒンジ図

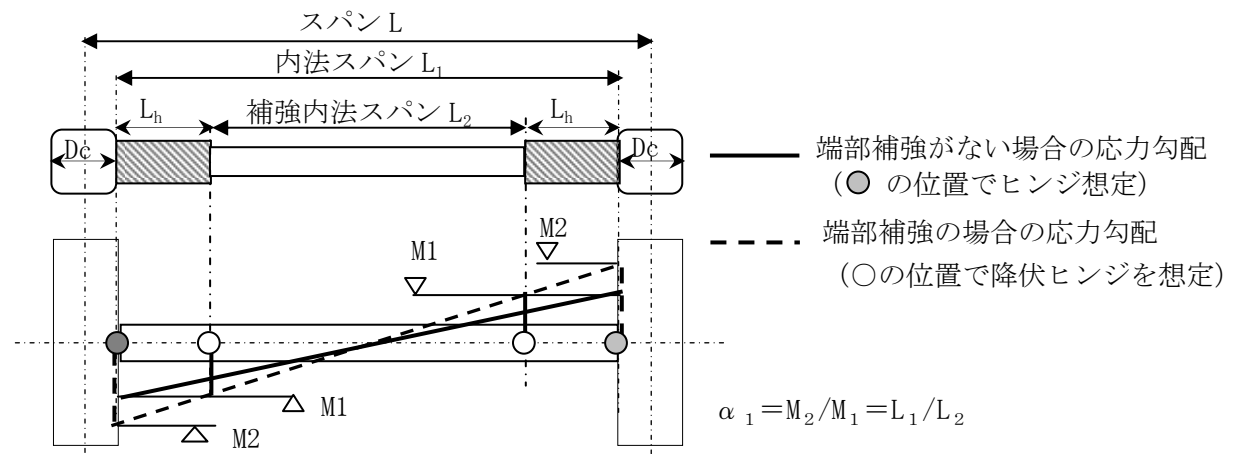


図15 端部梁の耐力上昇 (α_1) 概要図

表21 梁耐力上昇を考慮した降伏メカニズム判定

階	Y方向		判定
	ΣM_{ci} [kN・m]	$\Sigma \min(1.5M_{bi}, 1.3M_{pi})$ [kN・m] $\alpha = 1.033$	
6	201,870	145,607 × α	1.34 全体崩壊
5	235,538	175,614 × α	1.30 全体崩壊
4	270,805	191,305 × α	1.37 全体崩壊
3	420,907	254,026 × α	1.60 全体崩壊

(3) 上層階の梁先行降伏メカニズム (梁降伏) の確認

上層階先行降伏となる場合、上層階の降伏メカニズムが最上階柱頭と2階柱脚を除いて梁先行降伏であることを確認する。図16にY方向加力時の層降伏時のヒンジ図を示す。数字は部材ヒンジが発生する増分解析ステップを示す。6~3Fとも梁のヒンジ発生ステップ数が柱のヒンジ発生ステップより小さいため、梁先行降伏であることを確認した。

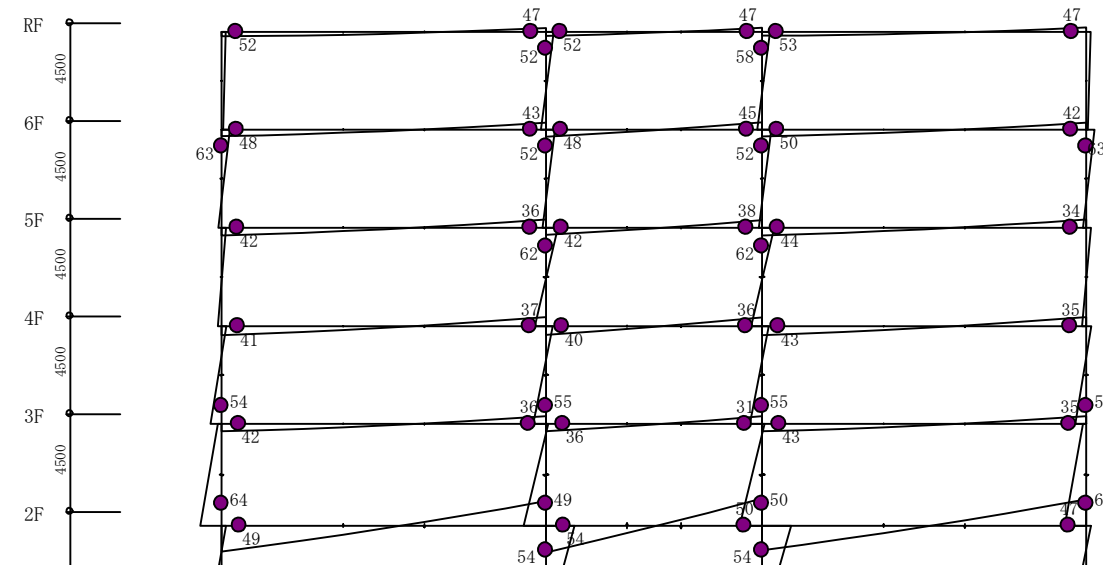


図16 Y方向加力時の層降伏時のヒンジ図

6.4 柱-杭接合部および杭の検討

柱-杭接合部は、線路階の層降伏時において先行破壊しないよう十分な終局耐力を確保していることを確認する。杭は線路階の層降伏時においてもぜい性的破壊（せん断破壊）が生じないことを確認する。

静的増分解析結果から線路階の層降伏時は、梁が全塑性モーメントに達した後、杭が全塑性モーメントに至っており、線路階柱にヒンジは生じない。接合部耐力係数 α は、塑性ヒンジ部（梁）の鋼材が490クラスであることから $\alpha=1.2$ とする。

本検討では、柱-杭接合部は根巻き形式および、鋼管巻き補強形式の2通りで検討する。

6.4.1 根巻き形式の検討

根巻き形式

- 柱幅 $D_c=900$ [mm]
- 根巻き径 $D_p=2,500$ [mm]
- 根入れ長 $L_j=2,250$ [mm]
- 帯筋上端からベースプレート下面までの距離 $l_r=2,150$ [mm]
- 外縁から主筋中心までの距離 $d_c=150$ [mm]

材料

- コンクリート $F_c=27$ [N/mm²]
- 主筋 $F_{r,y}=390$ [N/mm²]
- 帯筋 $F_{w,y}=345$ [N/mm²]

配筋

- 主筋 66-D32
- 帯筋 4-D19@75
(本数 $n_w=4$ [本]、径 $d_w=19.1$ [mm]、ピッチ $x=75$ [mm])

- 等価断面幅 $B_e=(\pi(D_p/2)^2)^{1/2}=2,215$ [mm]
- コンクリート有効幅 $b_e=B_e-D_c=2,215-900=1,315$ [mm]
- 根巻きコンクリートの応力中心間距離 $r_j=7/8 \times (B_e-d_c)=7/8 \times (2,215-150)=1,807$ [mm]

- コンクリートの短期許容せん断応力度 $F_{c,s,y}=1.16$ [N/mm²]
- せん断補強筋の降伏強さ $F_{w,y}=345$ [N/mm²]
- 帯筋の断面積 $a_w=n_w \cdot \pi d_w^2/4=4 \times \pi \times 19.1^2/4=1,146$ [mm²]
- 帯筋比 $p_w=\min(1.2[\%], a_w/(b_e \cdot x))=\min(1.2[\%], 1,146/(1,315 \times 75))=1.16[\%]$

設計曲げモーメント bM_p

ベースプレート位置での設計曲げモーメント bM_p は全体層降伏メカニズム時の応力解析結果を用いた。最大時は圧縮側（外端柱-杭接合部）位置とした。接合部検討用のベースプレート下面位置に作用する曲げモーメントは、
 $bM_p=18,007$ [kN・m]

(1) 曲げ耐力の検討

接合部の検討は、ベースプレート下面位置で行い、ベースプレート下面位置における最大曲げ耐力 (bM_u) は RC 円形断面柱の軸力 $N=0$ とした場合の終局曲げモーメントとして求め

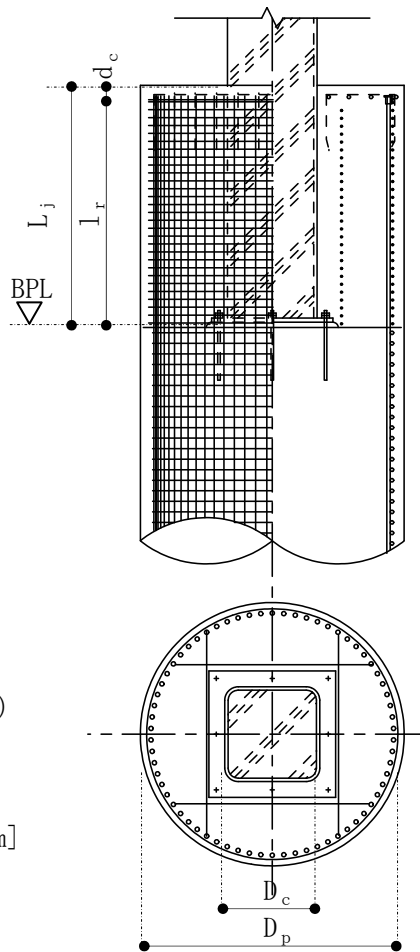


図 17 根巻き形式の寸法

6.4 柱-杭接合部および杭の検討

柱-杭接合部は、線路階の層降伏時において先行破壊しないよう十分な終局耐力を確保していることを確認する。杭は線路階の層降伏時においてもぜい性的破壊（せん断破壊）が生じないことを確認する。

静的増分解析結果から線路階の層降伏時は、梁が全塑性モーメントに達した後、杭が全塑性モーメントに至っており、線路階柱にヒンジは生じない。接合部耐力係数 α は、塑性ヒンジ部（梁）の鋼材が490クラスであることから $\alpha=1.2$ とする。

本検討では、柱-杭接合部は根巻き形式および、鋼管巻き補強形式の2通りで検討する。

6.4.1 根巻き形式の検討

根巻き形式

- 柱幅 $D_c=900$ [mm]
- 根巻き径 $D_p=2,500$ [mm]
- 根入れ長 $L_j=2,250$ [mm]
- 帯筋上端からベースプレート下面までの距離 $l_r=2,150$ [mm]
- 外縁から主筋中心までの距離 $d_c=150$ [mm]

材料

- コンクリート $F_c=27$ [N/mm²]
- 主筋 $F_{r,y}=390$ [N/mm²]
- 帯筋 $F_{w,y}=345$ [N/mm²]

配筋

- 主筋 66-D32
- 帯筋 4-D19@75
(本数 $n_w=4$ [本]、径 $d_w=19.1$ [mm]、ピッチ $x=75$ [mm])

- 等価断面幅 $B_e=(\pi(D_p/2)^2)^{1/2}=2,215$ [mm]
- コンクリート有効幅 $b_e=B_e-D_c=2,215-900=1,315$ [mm]
- 根巻きコンクリートの応力中心間距離 $r_j=7/8 \times (B_e-d_c)=7/8 \times (2,215-150)=1,807$ [mm]

- コンクリートの短期許容せん断応力度 $F_{c,s,y}=1.16$ [N/mm²]
- せん断補強筋の降伏強さ $F_{w,y}=345$ [N/mm²]
- 帯筋の断面積 $a_w=n_w \cdot \pi d_w^2/4=4 \times \pi \times 19.1^2/4=1,146$ [mm²]
- 帯筋比 $p_w=\min(1.2[\%], a_w/(b_e \cdot x))=\min(1.2[\%], 1,146/(1,315 \times 75))=1.16[\%]$

設計曲げモーメント bM_p

ベースプレート位置での設計曲げモーメント bM_p は全体層降伏メカニズム時の応力解析結果を用いた。最大時は圧縮側（外端柱-杭接合部）位置とした。接合部検討用のベースプレート下面位置に作用する曲げモーメントは、
 $bM_p=18,007$ [kN・m]

(1) 曲げ耐力の検討

接合部の検討は、ベースプレート下面位置で行い、ベースプレート下面位置における最大曲げ耐力 (bM_u) は RC 円形断面柱の軸力 $N=0$ とした場合の終局曲げモーメントとして求め

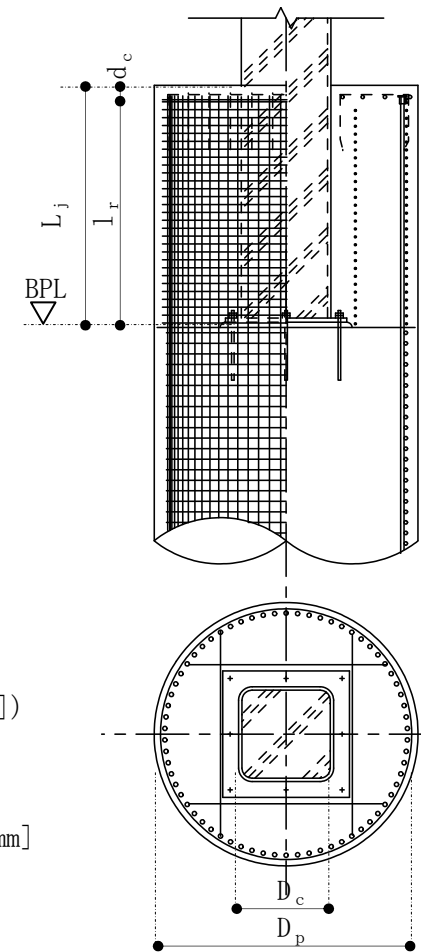


図 17 根巻き形式の寸法

る。
 $bM_u = 22,105 [kN \cdot m] > 21,608 [kN \cdot m] = 1.2 \times 18,007 = \alpha \cdot bM_p$ 判定 OK

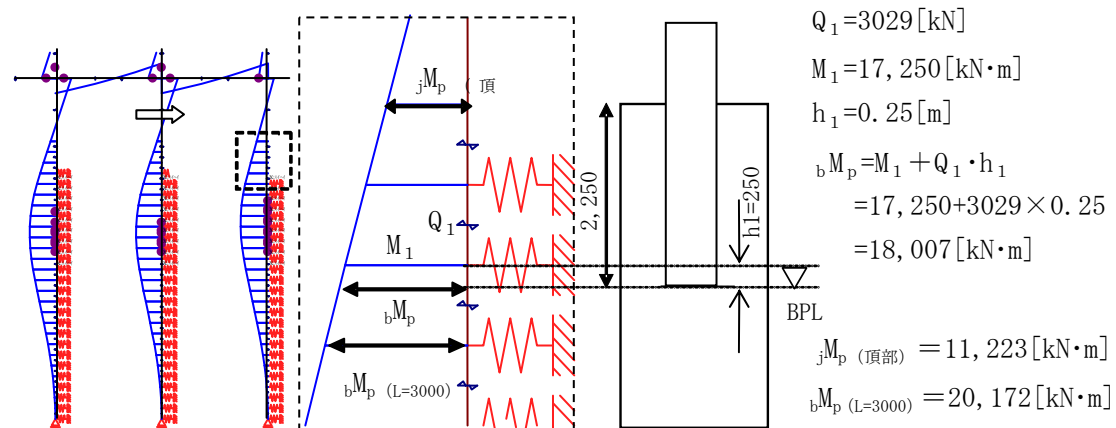


図 18 設計曲げモーメントの算定

(2)せん断耐力の検討

検討用のせん断力 jQ は、接合部頂部の曲げモーメントが $\alpha \cdot jM_p$ となる状態の接合部に作用するせん断力である。なお、ベースプレート位置で柱の曲げ応力を全て RC 杭に伝達すると仮定し、また、降伏せん断耐力を用いるため、 $\alpha=1.0$ とする。

$$jQ = Q_{rc} = bM_p / l_r = 18,007 / (2,150 / 1,000) = 8,375 [kN]$$

$$jQ_u = Q_y = b_e \cdot r_j (F_{c_{sy}} + 0.5F_{wy} \cdot p_w) = 1,315 \times 1,807 \times (1.16 + 0.5 \times 345 \times 0.0116) / 1000 = 7,515 [kN]$$

$jQ_u = 7,515 [kN] < 8,375 [kN] = jQ$ 判定 NG

(3)再検討

杭応力が最大となる根巻き形式（変動軸力の大きい外端箇所）のみ、根入れ長さを深くし（3000mm）、再検討を行う。なお、他の箇所は根入れ深さ 2.5D で設計できていることを確認している。

根入れ長 $L_j = 3,000 [mm]$
 帯筋上端からベースプレート下面までの距離 $l_r = 2,900 [mm]$
 外縁から主筋中心までの距離 $d_c = 150 [mm]$
 $bM_p = 20,172 [kN \cdot m]$ (図 18 $bM_p(L=3000)$ 参照)
 根入れ長さが深くなることで設計用曲げモーメントも大きくなり根巻きの主筋を 88-D32 として曲げ耐力を再計算した。(図 19 参照)

$bM_u = 28,659 [kN \cdot m] > 24,206 [kN \cdot m] = 1.2 \times 20,172 = \alpha \cdot bM_p$ 判定 OK

$$jQ = Q_{rc} = bM_p / l_r = 20,172 / (2,900 / 1,000) = 6,956 [kN]$$

$jQ_u = 7,515 [kN] > 6,956 [kN] = jQ$ 判定 OK

る。
 $bM_u = 22,105 [kN \cdot m] > 21,608 [kN \cdot m] = 1.2 \times 18,007 = \alpha \cdot bM_p$ 判定 OK

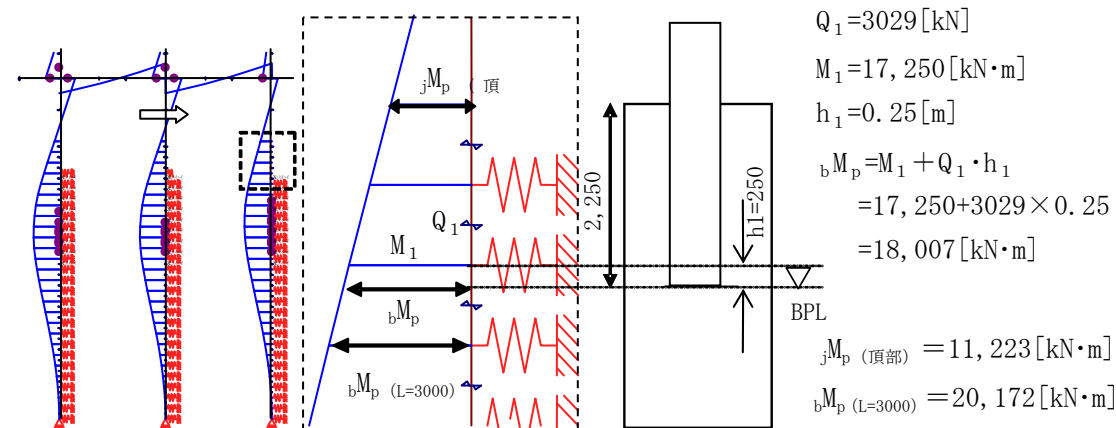


図 18 設計曲げモーメントの算定

(2)せん断耐力の検討

検討用のせん断力 jQ は、接合部頂部の曲げモーメントが $\alpha \cdot jM_p$ となる状態の接合部に作用するせん断力である。なお、ベースプレート位置で柱の曲げ応力を全て RC 杭に伝達すると仮定し、また、降伏せん断耐力を用いるため、 $\alpha=1.0$ とする。

$$jQ = Q_{rc} = bM_p / l_r = 18,007 / (2,150 / 1,000) = 8,375 [kN]$$

$$jQ_u = Q_y = b_e \cdot r_j (F_{c_{sy}} + 0.5F_{wy} \cdot p_w) = 1,315 \times 1,807 \times (1.16 + 0.5 \times 345 \times 0.0116) / 1000 = 7,515 [kN]$$

$jQ_u = 7,515 [kN] < 8,375 [kN] = jQ$ 判定 NG

(3)再検討

杭応力が最大となる根巻き形式（変動軸力の大きい外端箇所）のみ、根入れ長さを深くし（3000mm）、再検討を行う。なお、他の箇所は根入れ深さ 2.5D で設計できていることを確認している。

根入れ長 $L_j = 3,000 [mm]$
 帯筋上端からベースプレート下面までの距離 $l_r = 2,900 [mm]$
 外縁から主筋中心までの距離 $d_c = 150 [mm]$
 $bM_p = 20,172 [kN \cdot m]$ (図 18 $bM_p(L=3000)$ 参照)
 根入れ長さが深くなることで設計用曲げモーメントも大きくなり根巻きの主筋を 88-D32 として曲げ耐力を再計算した。(図 19 参照)

$bM_u = 28,659 [kN \cdot m] > 24,206 [kN \cdot m] = 1.2 \times 20,172 = \alpha \cdot bM_p$ 判定 OK

$$jQ = Q_{rc} = bM_p / l_r = 20,172 / (2,900 / 1,000) = 6,956 [kN]$$

$jQ_u = 7,515 [kN] > 6,956 [kN] = jQ$ 判定 OK

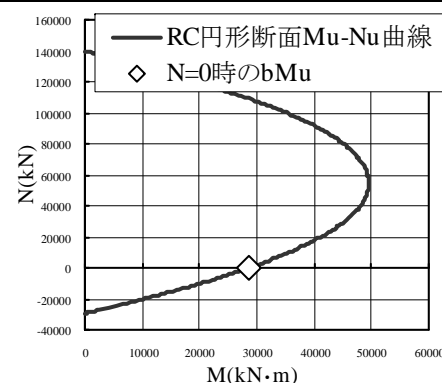


図 19 M-N 曲線 (外端根巻き部)

(4) 引張軸力の検討 (本章 7-2 (1) による)

- 層降伏メカニズム時の引張軸力
柱位置での最大引張力 (T_d) は、4,050 [kN] (X 方向加力時の外端柱)

- 接合部の引張耐力の検討
層降伏メカニズム時の引張側の応力図を図 20 に示す。
ベースプレート位置の曲げモーメント ${}_bM_p = 13,980$ [kN·m] (引き抜き時の根入れ長さ 3.0m で検討)
 ${}_bM_p$ 時の ${}_jN_u = 16,533$ [kN] (図 21 参照) > 4,050 [kN] = T_d 判定 OK

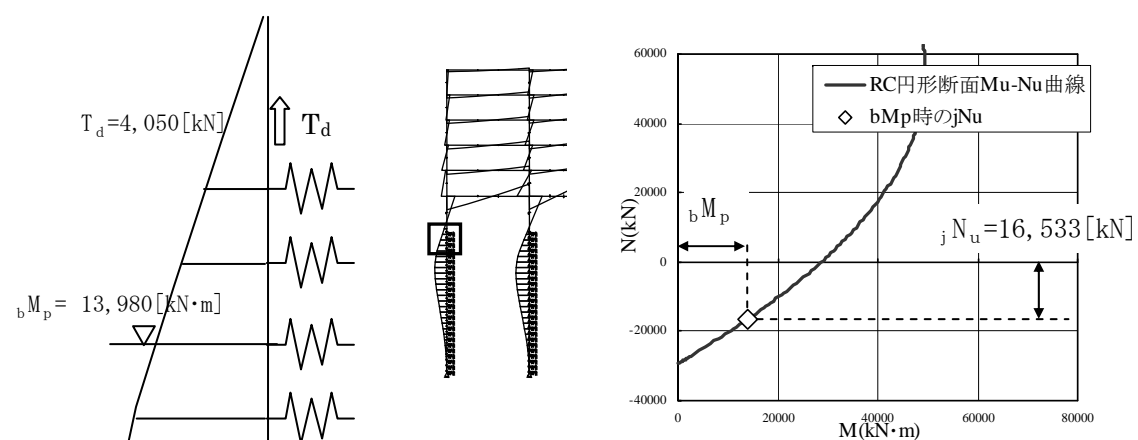


図 20 応力図 (層降伏メカニズム時)

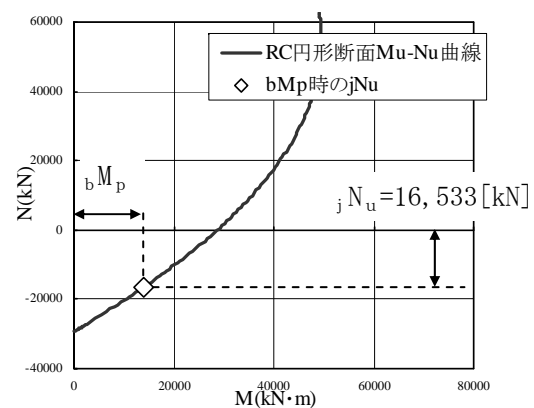


図 21 M-N 曲線 (引張耐力確認)

- 杭の引き抜き耐力の検討
引き抜き耐力は、杭自重を含む地盤の短期引抜耐力の値とする。
杭自重は、BPL 下からの長さとし、水中では浮力考慮し、 $\gamma = 24 - 10 = 14$ とした。

短期引張耐力 (${}_tR_a$) の算定

$${}_tR_a = (2/3) \cdot (\sum \tau_{st} \cdot L_s + \sum \tau_{ct} \cdot L_c) \cdot \phi + W_p$$

$$= (2/3) \cdot (66 \times 8) \times 7.85 + 1579.8 = 4,343 \text{ [kN]}$$

ϕ : 杭の周長 (2.5 × $\pi = 7.85$ [m])

τ_{st} : 砂質土における杭引き抜き時の最大周面摩擦力度

$$\tau_{st} = (2/3) \cdot 3 \cdot 3\bar{N} = (2/3) \cdot 3 \cdot 3 \cdot 30 = 66 \text{ [kN/m}^2\text{]} (\bar{N} \leq 30)$$

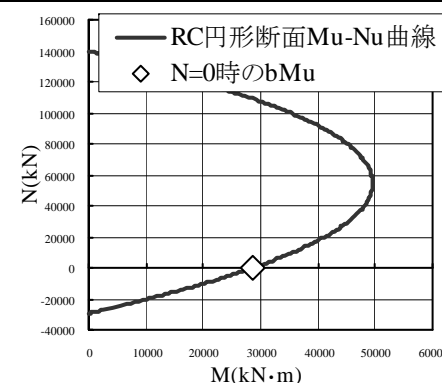


図 19 M-N 曲線 (外端根巻き部)

(4) 引張軸力の検討 (本章 7-2 (1) による)

- 層降伏メカニズム時の引張軸力
柱位置での最大引張力 (T_d) は、4,050 [kN] (X 方向加力時の外端柱)

- 接合部の引張耐力の検討
層降伏メカニズム時の引張側の応力図を図 20 に示す。
ベースプレート位置の曲げモーメント ${}_bM_p = 13,980$ [kN·m] (引き抜き時の根入れ長さ 3.0m で検討)
 ${}_bM_p$ 時の ${}_jN_u = 16,533$ [kN] (図 21 参照) > 4,050 [kN] = T_d 判定 OK

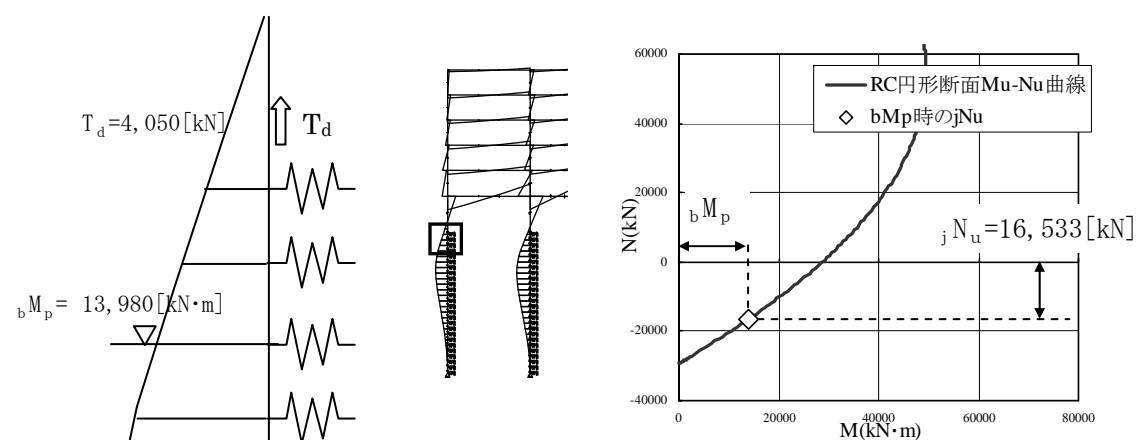


図 20 応力図 (層降伏メカニズム時)

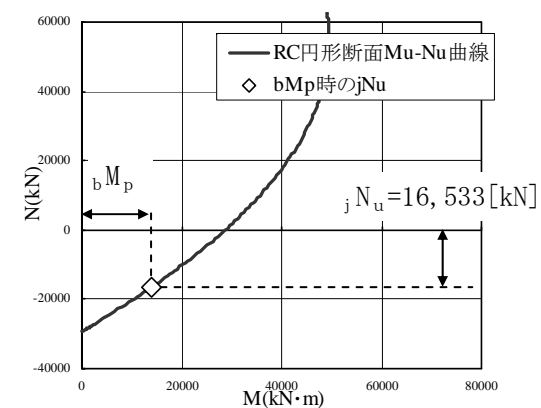


図 21 M-N 曲線 (引張耐力確認)

- 杭の引き抜き耐力の検討
引き抜き耐力は、杭自重を含む地盤の短期引抜耐力の値とする。
杭自重は、BPL 下からの長さとし、水中では浮力考慮し、 $\gamma = 24 - 10 = 14$ とした。

短期引張耐力 (${}_tR_a$) の算定

$${}_tR_a = (2/3) \cdot (\sum \tau_{st} \cdot L_s + \sum \tau_{ct} \cdot L_c) \cdot \phi + W_p$$

$$= (2/3) \cdot (66 \times 8) \times 7.85 + 1579.8 = 4,343 \text{ [kN]}$$

ϕ : 杭の周長 (2.5 × $\pi = 7.85$ [m])

τ_{st} : 砂質土における杭引き抜き時の最大周面摩擦力度

$$\tau_{st} = (2/3) \cdot 3 \cdot 3\bar{N} = (2/3) \cdot 3 \cdot 3 \cdot 30 = 66 \text{ [kN/m}^2\text{]} (\bar{N} \leq 30)$$

τ_{ct} : 粘性土における杭引き抜き時の最大周面摩擦力度
 L_s : 砂質層における杭の長さ[m]
 L_c : 粘土層における杭の長さ[m]
 W_p : 杭自重 $(A_c \times L \times \gamma = \pi (2.5/2)^2 \times 23m \times 14 = 1579.8 [kN])$

$tR_a = 4,343 [kN] > 4050 [kN] = T_d$ 判定 OK

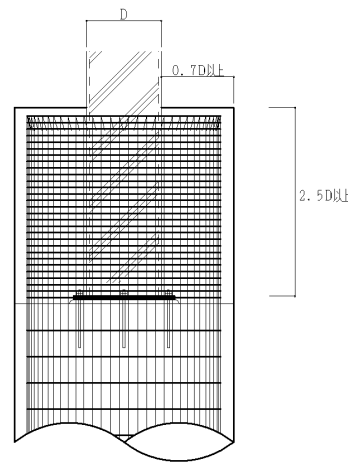
(5) 構造規定の検討 (本章 7-2 (3) による)

- 根巻きコンクリートのベースプレート下面の高さ(h_1)が、柱せいの 2.5 倍以上であることを確認する。

$h_1 = 2,250 [mm] \geq 2,250 = 900 \times 2.5 = 2.5D$ D : 柱のせい 判定 OK

- 根巻きコンクリートのかぶり (W) が、柱せいの 0.7 倍以上であることを確認する。

必要杭径 $B = 900 \times (0.7 + 0.7 + 1) = 900 \times 2.4$
 $= 2,160 [mm] < 2,500 [mm]$ 判定 OK



τ_{ct} : 粘性土における杭引き抜き時の最大周面摩擦力度
 L_s : 砂質層における杭の長さ[m]
 L_c : 粘土層における杭の長さ[m]
 W_p : 杭自重 $(A_c \times L \times \gamma = \pi (2.5/2)^2 \times 23m \times 14 = 1579.8 [kN])$

$tR_a = 4,343 [kN] > 4050 [kN] = T_d$ 判定 OK

(5) 構造規定の検討 (本章 7-2 (3) による)

- 根巻きコンクリートのベースプレート下面の高さ(h_1)が、柱せいの 2.5 倍以上であることを確認する。

$h_1 = 2,250 [mm] \geq 2,250 = 900 \times 2.5 = 2.5D$ D : 柱のせい 判定 OK

- 根巻きコンクリートのかぶり (W) が、柱せいの 0.7 倍以上であることを確認する。

必要杭径 $B = 900 \times (0.7 + 0.7 + 1) = 900 \times 2.4$
 $= 2,160 [mm] < 2,500 [mm]$ 判定 OK

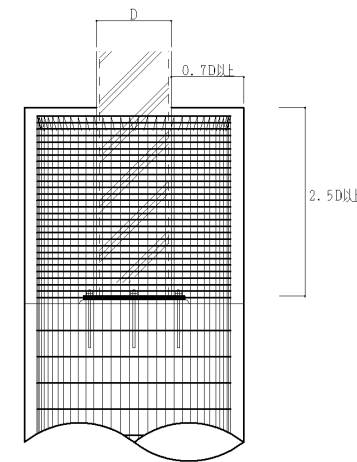


図 22 根巻き柱脚

6.4.2 鋼管巻き補強形式の検討

柱部材

柱せい $D=900$ [mm]

板厚 $t_s=40$ [mm]

材質 BCP325

ベースプレート

材質 SN490C

降伏強度 $F_y=295$ [N/mm²] (40 [mm] を超える場合)

許容せん断応力度 $f_s=170$ [N/mm²]

補強鋼管 (内面突起付)

鋼管径 $D_s=2500$ [mm]

(本例では簡略のため鋼管外面の腐食しを考慮していないが、実際の設計では腐食しを考慮して $D_s=2498$ [mm] にする必要がある)

板厚 $t=28$ [mm]

(鋼管径と同様に、実際の設計では腐食しを考慮して $t=27$ [mm] にする必要がある)

材質 SKK490

降伏強度 $f_y=325$ [N/mm²]

埋込長さ $L=1800$ [mm]

下側鋼管長 $L'=900$ [mm]

接合部のコンクリート

設計基準強度 $F_c=27$ [N/mm²]

外力条件 (軸力最大位置の検討を行う。)

線路階層降伏メカニズム時の作用せん断力: $Q=3,029$ [kN]

全体層降伏メカニズム時の柱に作用する軸力: $N=12,162$ [kN]

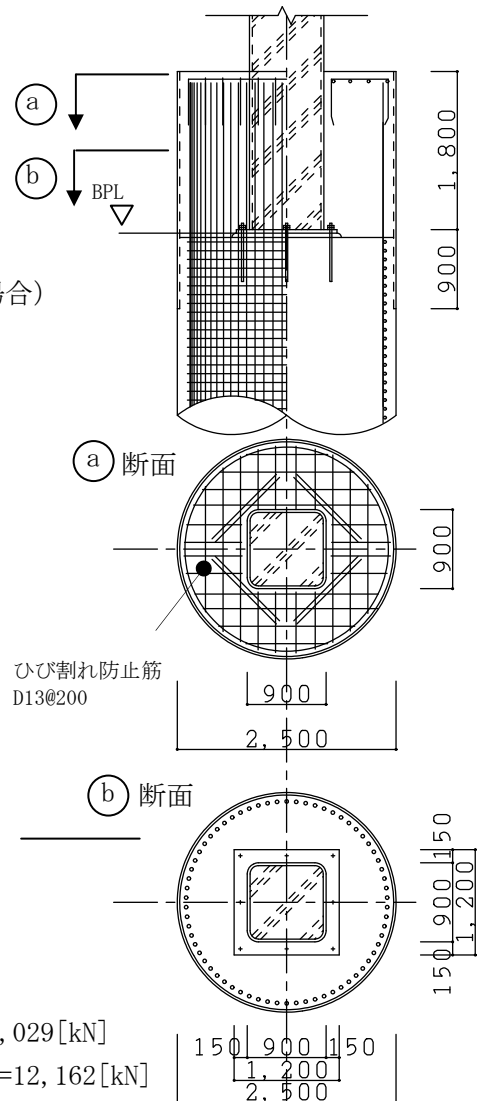


図 23 鋼管巻き補強形

ベースプレート径 D_b の検討

粘着力 $c=8$ [N/mm²]

単位幅あたりのベースプレートが支える荷重

$$F_a = L/2 \cdot c = 1,800/2 \times 8 = 7,200 \text{ [N/mm]}$$

支圧強度 $\sigma_{c_a} = 2 \times F_c = 2 \times 27 = 54$ [N/mm²]

最小ベースプレート張り出し長さ $b = F_a / \sigma_{c_a} = 7,200/54 = 133.3$ [mm]

ベースプレート径 $D_b = D + 2b = 900 + 2 \times 133.3 = 1,167$ [mm] \rightarrow 1200 [mm]

ベースプレートの板厚 t_b の検討

ベースプレートの板厚 (t_b) は柱板厚 (t_s) 以上であることから $t_b=45$ [mm] とし、 ${}_bQ_y \geq F_a$ を確認する。

${}_bQ_y$: ベースプレートの単位幅あたりの許容せん断力

$${}_bQ_y = {}_b t_b \cdot f_s = 45 \times 170 = 7,664 \text{ [N/mm]} > 7,200 = F_a \quad \text{判定 OK}$$

接合部検討用のメカニズム時に接合部頂部に作用する曲げモーメント

$${}_j M_p = 11,223 \text{ [kN}\cdot\text{m]} \quad (\text{図 18 } {}_j M_{p(\text{頂部})} \text{ 参照)}$$

6.4.2 鋼管巻き補強形式の検討

柱部材

柱せい $D=900$ [mm]

板厚 $t_s=40$ [mm]

材質 BCP325

ベースプレート

材質 SN490C

降伏強度 $F_y=295$ [N/mm²] (40 [mm] を超える場合)

許容せん断応力度 $f_s=170$ [N/mm²]

補強鋼管 (内面突起付)

鋼管径 $D_s=2500$ [mm]

(本例では簡略のため鋼管外面の腐食しを考慮していないが、実際の設計では腐食しを考慮して $D_s=2498$ [mm] にする必要がある)

板厚 $t=28$ [mm]

(鋼管径と同様に、実際の設計では腐食しを考慮して $t=27$ [mm] にする必要がある)

材質 SKK490

降伏強度 $f_y=325$ [N/mm²]

埋込長さ $L=1800$ [mm]

下側鋼管長 $L'=900$ [mm]

接合部のコンクリート

設計基準強度 $F_c=27$ [N/mm²]

外力条件 (軸力最大位置の検討を行う。)

線路階層降伏メカニズム時の作用せん断力: $Q=3,029$ [kN]

全体層降伏メカニズム時の柱に作用する軸力: $N=12,162$ [kN]

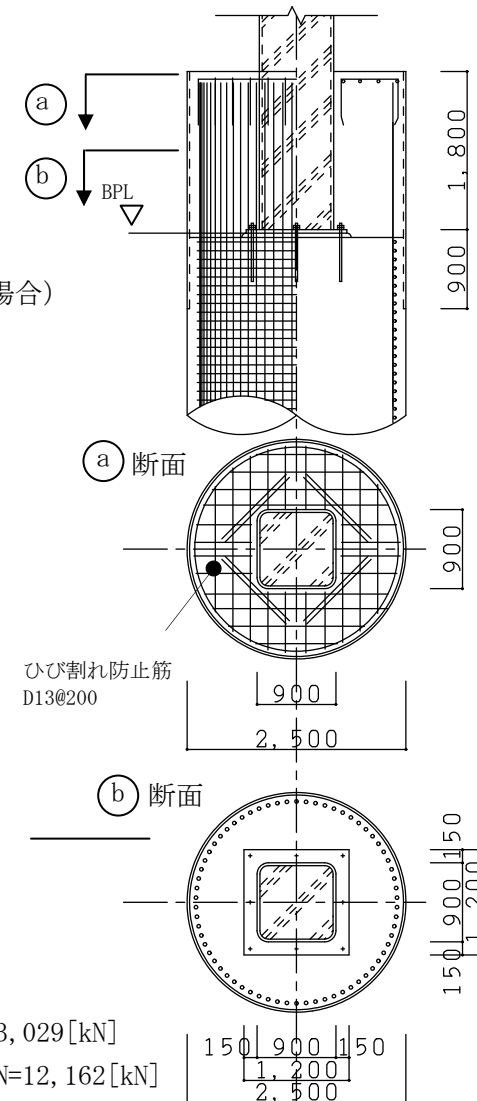


図 23 鋼管巻き補強形

ベースプレート径 D_b の検討

粘着力 $c=8$ [N/mm²]

単位幅あたりのベースプレートが支える荷重

$$F_a = L/2 \cdot c = 1,800/2 \times 8 = 7,200 \text{ [N/mm]}$$

支圧強度 $\sigma_{c_a} = 2 \times F_c = 2 \times 27 = 54$ [N/mm²]

最小ベースプレート張り出し長さ $b = F_a / \sigma_{c_a} = 7,200/54 = 133.3$ [mm]

ベースプレート径 $D_b = D + 2b = 900 + 2 \times 133.3 = 1,167$ [mm] \rightarrow 1200 [mm]

ベースプレートの板厚 t_b の検討

ベースプレートの板厚 (t_b) は柱板厚 (t_s) 以上であることから $t_b=45$ [mm] とし、 ${}_bQ_y \geq F_a$ を確認する。

${}_bQ_y$: ベースプレートの単位幅あたりの許容せん断力

$${}_bQ_y = {}_b t_b \cdot f_s = 45 \times 170 = 7,664 \text{ [N/mm]} > 7,200 = F_a \quad \text{判定 OK}$$

接合部検討用のメカニズム時に接合部頂部に作用する曲げモーメント

$${}_j M_p = 11,223 \text{ [kN}\cdot\text{m]} \quad (\text{図 18 } {}_j M_{p(\text{頂部})} \text{ 参照)}$$

(1) 曲げ耐力の検討

1) 圧縮側の検討

柱鋼管に作用する終局時の摩擦力の合力

$$T = c \cdot (\pi/4) \cdot D \cdot L \cdot \{(P-Q)/(2P-Q)\} + N/4$$

$$= 8.0 \times (3.14/4) \times 900 \times 1,800$$

$$\times \{(49,887,133-3,029,000)/(2 \times 49,887,133-3,029,000)\} + 12,162,000/4$$

$$= 7,970,532 \text{ [N]}$$

補強鋼管が負担するせん断力

$$V_s = (f_y/\sqrt{3}) \times \pi (D_s - t) t / 2 \times (L/D_s')^\beta$$

$$= (325/\sqrt{3}) \times \pi (2,500-28) \times 28/2 \times (1,800/1,768)^{0.6}$$

$$= 20,623,274 \text{ [N]}$$

環状コンクリートの引抜き抵抗力

$$V_{\tau 1} = \pi/4 \cdot D_{s i} \{L - (D_{s i} - D_b)/2\} c$$

$$= \pi/4 \times 2,444 \{1,800 - (2,444 - 1,200)/2\} \times 8.0$$

$$= 17,833,541 \text{ [N]}$$

柱の引抜きに寄与している摩擦抵抗力

$$V_{\tau 2} = \pi/4 \cdot D \cdot (L/2) \cdot c$$

$$= \pi/4 \times 900 \times (1,800/2) \times 8.0$$

$$= 5,089,376 \text{ [N]}$$

環状コンクリートが負担するせん断力

$$V_c = 3/(2 \cdot L) \cdot \{V_{\tau 1} (2\sqrt{2}/\pi \cdot D_{s i}) - V_{\tau 2} (2\sqrt{2}/\pi \cdot D)\}$$

$$= 3/(2 \times 1,800) \times \{17,833,541 (2\sqrt{2}/\pi \times 2,444) - 5,089,376 (2\sqrt{2}/\pi \times 900)\}$$

$$= 29,263,859 \text{ [N]}$$

柱鋼管に作用する終局時の支圧力の合力

$$P = V_s + V_c$$

$$= 20,623,274 + 29,263,859 = 49,887,133 \text{ [N]}$$

鋼管巻き補強形式の最大曲げ耐力

$$M_u = T(2\sqrt{2}/\pi)D - L \cdot P^2 / \{3(2P-Q)\} + (P-Q) \times L(5P-2Q) / \{3(2P-Q)\}$$

$$= 7,970,532 \times (2\sqrt{2}/\pi) \times 900 - 1,800 \times 49,887,133^2 / \{3(2 \times 49,887,133 - 3,029,000)\}$$

$$+ (49,887,133 - 3,029,000) \times 1,800(5 \times 49,887,133 - 2 \times 3,029,000)$$

$$/ \{3 \times (2 \times 49,887,133 - 3,029,000)\} / 1,000/1,000$$

$$= 61,751 \text{ [kN}\cdot\text{m]}$$

接合部耐力係数 $\alpha = 1.2$

$$\alpha \cdot M_p = 1.2 \times 11,223 = 13,468 \text{ [kN}\cdot\text{m]}$$

接合部曲げ耐力の確認

$$\alpha \cdot M_p / M_u = 0.22 < 1.0 \quad \text{判定 OK}$$

2) 引張側の検討

層降伏メカニズム時の応力図で柱の引張軸力最大位置での応力は以下となる。

$$N = -4050 \text{ [kN]}、cQ_u = 2025 \text{ [kN]}、埋め込み頂部位置の曲げモーメント M_p = 8,039 \text{ [kN]}$$

鋼管根巻き補強形式の $M_u = 60,032 \text{ [kN}\cdot\text{m]}$

$$\alpha \cdot M_p = 1.2 \times 8,039 = 9,647 \text{ [kN}\cdot\text{m]} < 60,032 \text{ [kN}\cdot\text{m]} = M_u \quad \text{判定 OK}$$

以上より、引張軸力作用時に接合部は安全である (本章 7-2 節(1)の検討)

(1) 曲げ耐力の検討

1) 圧縮側の検討

柱鋼管に作用する終局時の摩擦力の合力

$$T = c \cdot (\pi/4) \cdot D \cdot L \cdot \{(P-Q)/(2P-Q)\} + N/4$$

$$= 8.0 \times (3.14/4) \times 900 \times 1,800$$

$$\times \{(49,887,133-3,029,000)/(2 \times 49,887,133-3,029,000)\} + 12,162,000/4$$

$$= 7,970,532 \text{ [N]}$$

補強鋼管が負担するせん断力

$$V_s = (f_y/\sqrt{3}) \times \pi (D_s - t) t / 2 \times (L/D_s')^\beta$$

$$= (325/\sqrt{3}) \times \pi (2,500-28) \times 28/2 \times (1,800/1,768)^{0.6}$$

$$= 20,623,274 \text{ [N]}$$

環状コンクリートの引抜き抵抗力

$$V_{\tau 1} = \pi/4 \cdot D_{s i} \{L - (D_{s i} - D_b)/2\} c$$

$$= \pi/4 \times 2,444 \{1,800 - (2,444 - 1,200)/2\} \times 8.0$$

$$= 17,833,541 \text{ [N]}$$

柱の引抜きに寄与している摩擦抵抗力

$$V_{\tau 2} = \pi/4 \cdot D \cdot (L/2) \cdot c$$

$$= \pi/4 \times 900 \times (1,800/2) \times 8.0$$

$$= 5,089,376 \text{ [N]}$$

環状コンクリートが負担するせん断力

$$V_c = 3/(2 \cdot L) \cdot \{V_{\tau 1} (2\sqrt{2}/\pi \cdot D_{s i}) - V_{\tau 2} (2\sqrt{2}/\pi \cdot D)\}$$

$$= 3/(2 \times 1,800) \times \{17,833,541 (2\sqrt{2}/\pi \times 2,444) - 5,089,376 (2\sqrt{2}/\pi \times 900)\}$$

$$= 29,263,859 \text{ [N]}$$

柱鋼管に作用する終局時の支圧力の合力

$$P = V_s + V_c$$

$$= 20,623,274 + 29,263,859 = 49,887,133 \text{ [N]}$$

鋼管巻き補強形式の最大曲げ耐力

$$M_u = T(2\sqrt{2}/\pi)D - L \cdot P^2 / \{3(2P-Q)\} + (P-Q) \times L(5P-2Q) / \{3(2P-Q)\}$$

$$= 7,970,532 \times (2\sqrt{2}/\pi) \times 900 - 1,800 \times 49,887,133^2 / \{3(2 \times 49,887,133 - 3,029,000)\}$$

$$+ (49,887,133 - 3,029,000) \times 1,800(5 \times 49,887,133 - 2 \times 3,029,000)$$

$$/ \{3 \times (2 \times 49,887,133 - 3,029,000)\} / 1,000/1,000$$

$$= 61,751 \text{ [kN}\cdot\text{m]}$$

接合部耐力係数 $\alpha = 1.2$

$$\alpha \cdot M_p = 1.2 \times 11,223 = 13,468 \text{ [kN}\cdot\text{m]}$$

接合部曲げ耐力の確認

$$\alpha \cdot M_p / M_u = 0.22 < 1.0 \quad \text{判定 OK}$$

2) 引張側の検討

層降伏メカニズム時の応力図で柱の引張軸力最大位置での応力は以下となる。

$$N = -4050 \text{ [kN]}、cQ_u = 2025 \text{ [kN]}、埋め込み頂部位置の曲げモーメント M_p = 8,039 \text{ [kN]}$$

鋼管根巻き補強形式の $M_u = 60,032 \text{ [kN}\cdot\text{m]}$

$$\alpha \cdot M_p = 1.2 \times 8,039 = 9,647 \text{ [kN}\cdot\text{m]} < 60,032 \text{ [kN}\cdot\text{m]} = M_u \quad \text{判定 OK}$$

以上より、引張軸力作用時に接合部は安全である (本章 7-2 節(1)の検討)

(2) 構造規定の確認 (付録 1.2 構造細目)

- 作用軸力の範囲 (-0.05Ny~0.3Ny)
 - 全体層降伏メカニズム時の柱に作用する最大軸力 Nmax=12,162kN
 - 全体層降伏メカニズム時の柱に作用する最小軸力 Nmin=-4,050kN
 - $N_y = A_c \cdot F_c = (132,535,940 \times 27) / 1,000 = 132,536 \text{ [kN]}$
 - $0.3N_y = 39761 \text{ [kN]} > 12,162 \text{ [kN]} = N_{max}$ 判定 OK
 - $-0.05N_y = -6,627 \text{ [kN]} < -4,050 \text{ [kN]} = N_{min}$ 判定 OK
- 補強鋼管径と柱せいの比
 - $1.5 \leq D_s / D \leq 3.0$
 - $D_s / D = 2,500 / 900 = 2.8$ 判定 OK
- 補強鋼管の径厚比 (Ds/t)
 - $D_s / t = 89.3 < 100$ 判定 OK
- 補強鋼管への柱の差し込み長さ (L)
 - $D_s / D = 2.8$ のため、 $L \geq \{0.5(D_s / D) + 0.5\} D = 1,700 \text{ [mm]}$
 - $L = 1800 \text{ [mm]} > 1,700 \text{ [mm]}$ 判定 OK
- 柱設置位置下側鋼管長さ (L')
 - $L' \geq (D_s - D) / 2 = (2,500 - 900) / 2 = 800 \text{ [mm]}$
 - $L' \geq D_s / 4 = 2,500 / 4 = 625 \text{ [mm]}$
 - $L' = 900 \text{ [mm]} > 800 \text{ [mm]}$ 判定 OK
- ベースプレート径 (Db) の柱径 (D) に対する比
 - $1.2 \leq D_b / D < 1.7$
 - $D_b / D = 1.33$ 判定 OK

6.4.3 杭の終局せん断強度

杭の終局せん断強度は、「構造技術基準」付録 1-3.1 に示す柱のせん断強度式により求める。円形断面は、面積等価な正方形断面に置換し算定する。


1) 設計応力

検討用の設計応力は、最大せん断力時と最小軸力時それぞれ検討する。以下に最大せん断力時の算定結果を示す。

cQ_u : 線路階の層降伏メカニズム時の線路階柱のせん断力 3,576[kN] (最大せん断力)

層降伏メカニズム時軸力 8,760[kN]

杭断面 杭径 2,500[mm] 配筋 主筋: 66-D32

フープ筋  -D16@100 (杭頭から 6D の範囲)

材料 コンクリート: $F_c 27$

D32: SD390、D16: SD295 (σ_{wy} : 295N/mm²)

2) pQ_u の算定

$$pQ_u = \{ (0.053 \cdot p_t^{0.23} \cdot (F_c + 18)) / (M / (Q \cdot d) + 0.12) + 0.85 (p_w \cdot \sigma_{wy})^{0.5} + 0.1 \sigma_0 \} B_e \cdot r_j$$

$$F_c = 27 \quad p_t = p_g / 2 = 0.53 [\%] \quad M / (Q \cdot d) = 3.0 \text{ とする。} \quad p_w = 0.0036$$

$$\sigma_0 = N_m / (\pi R^2 / 4) = 8,760 \times 1000 / 4,908,739 = 1.78 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

$$B_e = 2,215 \text{ [mm]} \text{ (等価断面幅)} \quad r_j = 7/8 \times (2,215 - 150) = 1,807 \text{ [mm]}$$

$$pQ_u = (0.053 \times 0.53^{0.23} \times (27 + 18)) / (3.0 + 0.12) + 0.85 \times (0.0036 \times 295)^{0.5} + 0.1 \times 1.78$$

$$\times 2,215 \times 1,807 = 6,862 \text{ [kN]} > 4,649 \text{ [kN]} = 1.3 \times 3,576 = 1.3 cQ_u \quad \text{判定 OK}$$

(2) 構造規定の確認 (付録 1.2 構造細目)

- 作用軸力の範囲 (-0.05Ny~0.3Ny)
 - 全体層降伏メカニズム時の柱に作用する最大軸力 Nmax=12,162kN
 - 全体層降伏メカニズム時の柱に作用する最小軸力 Nmin=-4,050kN
 - $N_y = A_c \cdot F_c = (132,535,940 \times 27) / 1,000 = 132,536 \text{ [kN]}$
 - $0.3N_y = 39761 \text{ [kN]} > 12,162 \text{ [kN]} = N_{max}$ 判定 OK
 - $-0.05N_y = -6,627 \text{ [kN]} < -4,050 \text{ [kN]} = N_{min}$ 判定 OK
- 補強鋼管径と柱せいの比
 - $1.5 \leq D_s / D \leq 3.0$
 - $D_s / D = 2,500 / 900 = 2.8$ 判定 OK
- 補強鋼管の径厚比 (Ds/t)
 - $D_s / t = 89.3 < 100$ 判定 OK
- 補強鋼管への柱の差し込み長さ (L)
 - $D_s / D = 2.8$ のため、 $L \geq \{0.5(D_s / D) + 0.5\} D = 1,700 \text{ [mm]}$
 - $L = 1800 \text{ [mm]} > 1,700 \text{ [mm]}$ 判定 OK
- 柱設置位置下側鋼管長さ (L')
 - $L' \geq (D_s - D) / 2 = (2,500 - 900) / 2 = 800 \text{ [mm]}$
 - $L' \geq D_s / 4 = 2,500 / 4 = 625 \text{ [mm]}$
 - $L' = 900 \text{ [mm]} > 800 \text{ [mm]}$ 判定 OK
- ベースプレート径 (Db) の柱径 (D) に対する比
 - $1.2 \leq D_b / D < 1.7$
 - $D_b / D = 1.33$ 判定 OK

6.4.3 杭の終局せん断強度

杭の終局せん断強度は、「構造技術基準」付録 1-3.1 に示す柱のせん断強度式により求める。円形断面は、面積等価な正方形断面に置換し算定する。


1) 設計応力

検討用の設計応力は、最大せん断力時と最小軸力時それぞれ検討する。以下に最大せん断力時の算定結果を示す。

cQ_u : 線路階の層降伏メカニズム時の線路階柱のせん断力 3,576[kN] (最大せん断力)

層降伏メカニズム時軸力 8,760[kN]

杭断面 杭径 2,500[mm] 配筋 主筋: 66-D32

フープ筋  -D16@100 (杭頭から 6D の範囲)

材料 コンクリート: $F_c 27$

D32: SD390、D16: SD295 (σ_{wy} : 295N/mm²)

2) pQ_u の算定

$$pQ_u = \{ (0.053 \cdot p_t^{0.23} \cdot (F_c + 18)) / (M / (Q \cdot d) + 0.12) + 0.85 (p_w \cdot \sigma_{wy})^{0.5} + 0.1 \sigma_0 \} B_e \cdot r_j$$

$$F_c = 27 \quad p_t = p_g / 2 = 0.53 [\%] \quad M / (Q \cdot d) = 3.0 \text{ とする。} \quad p_w = 0.0036$$

$$\sigma_0 = N_m / (\pi R^2 / 4) = 8,760 \times 1000 / 4,908,739 = 1.78 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

$$B_e = 2,215 \text{ [mm]} \text{ (等価断面幅)} \quad r_j = 7/8 \times (2,215 - 150) = 1,807 \text{ [mm]}$$

$$pQ_u = (0.053 \times 0.53^{0.23} \times (27 + 18)) / (3.0 + 0.12) + 0.85 \times (0.0036 \times 295)^{0.5} + 0.1 \times 1.78$$

$$\times 2,215 \times 1,807 = 6,862 \text{ [kN]} > 4,649 \text{ [kN]} = 1.3 \times 3,576 = 1.3 cQ_u \quad \text{判定 OK}$$

同様に、最小軸力時の算定結果を以下に示す。

$$N_m = -4050 [\text{kN}]、cQ_u = 2025 [\text{kN}]、\sigma_o = N_m / (\pi R^2 / 4) = -4050 \times 1000 / 4,908,739 = -0.83 [\text{N/mm}^2]$$

$$pQ_u = 5,818 [\text{kN}] > 2,633 = 1.3 \times 2,025 = 1.3cQ_u \quad \text{判定 OK}$$

6.4.4 杭の構造規定の確認（場所打ち鉄筋コンクリート杭）

杭の帯筋間隔を杭頭から $6D_p$ (D_p :杭径) の範囲 100mm 以下とする。 D16@100 OK

(本章 7-3 節 (2) (a), (b), (d), (e) の確認は省略)

同様に、最小軸力時の算定結果を以下に示す。

$$N_m = -4050 [\text{kN}]、cQ_u = 2025 [\text{kN}]、\sigma_o = N_m / (\pi R^2 / 4) = -4050 \times 1000 / 4,908,739 = -0.83 [\text{N/mm}^2]$$

$$pQ_u = 5,818 [\text{kN}] > 2,633 = 1.3 \times 2,025 = 1.3cQ_u \quad \text{判定 OK}$$

6.4.4 杭の構造規定の確認（場所打ち鉄筋コンクリート杭）

杭の帯筋間隔を杭頭から $6D_p$ (D_p :杭径) の範囲 100mm 以下とする。 D16@100 OK

(本章 7-3 節 (2) (a), (b), (d), (e) の確認は省略)

7. 構造規定

7.1 柱・梁仕口部の検討

線路階の梁の L_0/D 、 M_w/M_p を表 22 に示す。各節点位置の柱梁耐力比 M_{c_i}/M_{b_i} は 0.8 以上となる。表 22 より、X 方向および Y 方向の GY2 に対し柱・梁接合部の検討を行う。表 23 に検討結果を示す。検討の結果、補強が必要となり、端部に 75mm の梁端拡幅補強を行う。

表 22 柱・梁仕口部の検討判定

	X 方向	Y 方向	
M_{c_i}/M_{b_i} 判定	1.68~0.81 > 0.8	1.67~1.64 > 0.8	0.81~0.78 > 0.8
梁符号	GX1, GX2	GY1	GY2
スパン L [mm]	10	15	10
柱サイズ D_c [mm]	0.9	0.9	0.9
断面 (降伏断面)	H-1400x600x25x40 (端部断面)	H-1400x650x25x40 (端部断面)	H-1400x650x25x40 (端部断面)
① $M_w/M_p > 0.25$	0.2502 > 0.25	0.242 < 0.25	0.242 < 0.25
② $L_0/D < 8$ ($L_0=L-D_c$)	$L_0=10-0.9=9.1$ [m] $L_0/D=9.1/1.4=6.5 < 8$	$L_0=15-0.9=14.1$ [m] $L_0/D=14.1/1.4=10.1 > 8$	$L_0=10-0.9=9.1$ [m] $L_0/D=9.1/1.4=6.5 < 8$
検討判定	①、②該当のため 検討必要	検討必要なし	②該当のため 検討必要

表 23 線路階の柱・梁仕口部の検討結果

符号	GX1	GY2
梁幅	600	650
γ	1	1
α	1.15	1.15
ξ	1.18	1.18
Z_p (全断面) [cm ³]	43,530	46,250
$M_p (=Z_p \cdot \sigma_y)$ [kN·m]	14,147	15,031
$\gamma \cdot \xi \cdot \alpha \cdot M_p$ [kN·m]	19,227	20,429
$j M_{f u}$ [kN·m]	15,994	17,326
$j M_{w u}$ [kN·m]	1,344	1,344
$j M_u$ [kN·m]	17,337	18,670
$\gamma \cdot \xi \cdot \alpha \cdot M_p / j M_u$	1.11	1.09
判定	> 1.0 補強必要	> 1.0 補強必要
梁端補強幅 [mm]	150	150
補強後の梁幅 [mm]	750	800
補強後の $j M_{f u}$ [kN·m]	19,992	21,325
$j M_u = j M_{w u} + j M_{f u}$ [kN·m]	21,336	22,668
ξ ※	1.22	1.22
$\gamma \cdot \xi \cdot \alpha \cdot M_p$ [kN·m]	19,848	21,089
$\gamma \cdot \xi \cdot \alpha \cdot M_p / j M_u$	0.93	0.93
判定	< 1.0 OK	< 1.0 OK

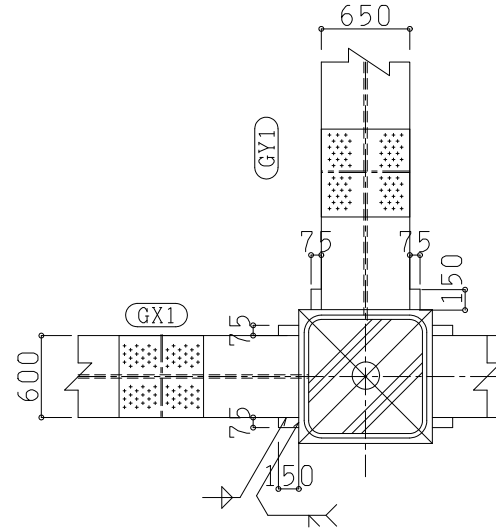


図 24 梁端部拡幅補強図

※：端部拡幅補強による降伏断面が内側になることにより再計算を行った。

7. 構造規定

7.1 柱・梁仕口部の検討

線路階の梁の L_0/D 、 M_w/M_p を表 22 に示す。各節点位置の柱梁耐力比 M_{c_i}/M_{b_i} は 0.8 以上となる。表 22 より、X 方向および Y 方向の GY2 に対し柱・梁接合部の検討を行う。表 23 に検討結果を示す。検討の結果、補強が必要となり、端部に 75mm の梁端拡幅補強を行う。

表 22 柱・梁仕口部の検討判定

	X 方向	Y 方向	
M_{c_i}/M_{b_i} 判定	1.68~0.81 > 0.8	1.67~1.64 > 0.8	0.81~0.78 > 0.8
梁符号	GX1, GX2	GY1	GY2
スパン L [mm]	10	15	10
柱サイズ D_c [mm]	0.9	0.9	0.9
断面 (降伏断面)	H-1400x600x25x40 (端部断面)	H-1400x650x25x40 (端部断面)	H-1400x650x25x40 (端部断面)
① $M_w/M_p > 0.25$	0.2502 > 0.25	0.242 < 0.25	0.242 < 0.25
② $L_0/D < 8$ ($L_0=L-D_c$)	$L_0=10-0.9=9.1$ [m] $L_0/D=9.1/1.4=6.5 < 8$	$L_0=15-0.9=14.1$ [m] $L_0/D=14.1/1.4=10.1 > 8$	$L_0=10-0.9=9.1$ [m] $L_0/D=9.1/1.4=6.5 < 8$
検討判定	①、②該当のため 検討必要	検討必要なし	②該当のため 検討必要

表 23 線路階の柱・梁仕口部の検討結果

符号	GX1	GY2
梁幅	600	650
γ	1	1
α	1.15	1.15
ξ	1.18	1.18
Z_p (全断面) [cm ³]	43,530	46,250
$M_p (=Z_p \cdot \sigma_y)$ [kN·m]	14,147	15,031
$\gamma \cdot \xi \cdot \alpha \cdot M_p$ [kN·m]	19,227	20,429
$j M_{f u}$ [kN·m]	15,994	17,326
$j M_{w u}$ [kN·m]	1,344	1,344
$j M_u$ [kN·m]	17,337	18,670
$\gamma \cdot \xi \cdot \alpha \cdot M_p / j M_u$	1.11	1.09
判定	> 1.0 補強必要	> 1.0 補強必要
梁端補強幅 [mm]	150	150
補強後の梁幅 [mm]	750	800
補強後の $j M_{f u}$ [kN·m]	19,992	21,325
$j M_u = j M_{w u} + j M_{f u}$ [kN·m]	21,336	22,668
ξ ※	1.22	1.22
$\gamma \cdot \xi \cdot \alpha \cdot M_p$ [kN·m]	19,848	21,089
$\gamma \cdot \xi \cdot \alpha \cdot M_p / j M_u$	0.93	0.93
判定	< 1.0 OK	< 1.0 OK

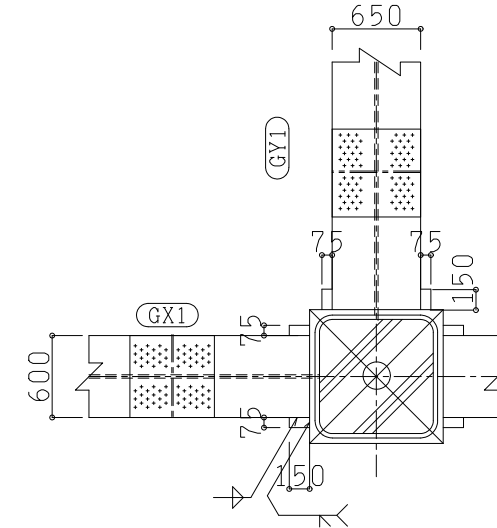


図 24 梁端部拡幅補強図

※：端部拡幅補強による降伏断面が内側になることにより再計算を行った。

7.2 幅厚比の検討

線路階を構成する部材は、全て FA ランクである。

7.3 線路階柱の細長比と軸力比の検討

線路階の柱の細長比と軸力比の検討を行う。本項の検討は充填コンクリートを無視して行う。

C1 : □-900×40

材質 : BCP325

$$F_y=325 \text{ [N/mm}^2\text{]} \quad F_c=27 \text{ [N/mm}^2\text{]} \quad E=205,000 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

$$cA=672,400 \text{ [mm}^2\text{]} \quad sA=137,600 \text{ [mm}^2\text{]} \quad I_s=1.70 \times 10^{10} \text{ [mm}^4\text{]}$$

$$l_c=6,650 \text{ [mm]} \text{ (構造階高)}$$

・式(7-1)による検討

$$M_2/M_1=4297/19819=0.22$$

$$-0.5 < M_2/M_1 \leq 1.0 \text{ のとき } n_y \cdot \lambda_c^2 \leq 0.10 \times (1+M_2/M_1) \quad \text{式(7-1)}$$

$$n_y = N_m/N_y = 12,162/44,720 = 0.27$$

$$\text{ここで } \begin{cases} N_m: \text{層降伏メカニズム時の最大軸力} \\ = 12,162 \text{ [kN]} \\ N_y = sA \cdot \sigma_y = 137,600 \times 325 = 44,720 \text{ [kN]} \end{cases}$$

$$\lambda_c = (N_y / f N_e)^{1/2} = \{N_y / (\pi^2 \cdot EI / l_c^2)\}^{1/2}$$

$$= (44,720 / (\pi^2 \times 205,000 \times 1.70 \times 10^{10} / 6,650^2))^{1/2}$$

$$= 0.24$$

$$n_y \cdot \lambda_c^2 = 0.27 \times 0.06 = 0.0162 < 0.122 = 0.10 \times (1+M_2/M_1) \quad \text{判定 OK}$$

・式(7-3)による検討

$$n_y \cdot f \lambda_c^2 \leq 0.25 \quad \text{式(7-3)}$$

$$f l_c = l_c \times 1.5 = 9,975 \text{ [mm]}$$

$$f \lambda_c = (N_y / f N_e)^{1/2} = \{N_y / (\pi^2 \cdot EI / f l_c^2)\}^{1/2}$$

$$= (44,720 / (\pi^2 \times 205,000 \times 1.70 \times 10^{10} / 9,975^2))^{1/2}$$

$$= 0.36$$

$$n_y \cdot f \lambda_c^2 = 0.27 \times 0.13 = 0.035 < 0.250 \quad \text{判定 OK}$$

7.4 線路階柱の軸力比の検討

線路階の柱軸力比の検討を行う。なお、検討用軸力 N_m は静的増分解析で全体層降伏に至る時の軸力とした。軸力比は、全て 0.35 以下を満足する。本項の検討は充填コンクリートを考慮して行う。

C1 : □-900×40

$$N_m/N_y' \leq 0.35 \quad \text{式(7-4)}$$

$$N_y' = sA \cdot F_y + cA \cdot F_c$$

$$= 137,600 \times 325 + 672,400 \times 27.0$$

$$= 62,875 \text{ [kN]}$$

$$N_m = 12,162 \text{ [kN]}$$

$$N_m/N_y' = 12,162/62,875 = 0.19 \leq 0.35 \quad \text{判定 OK}$$

7.2 幅厚比の検討

線路階を構成する部材は、全て FA ランクである。

7.3 線路階柱の細長比と軸力比の検討

線路階の柱の細長比と軸力比の検討を行う。本項の検討は充填コンクリートを無視して行う。

C1 : □-900×40

材質 : BCP325

$$F_y=325 \text{ [N/mm}^2\text{]} \quad F_c=27 \text{ [N/mm}^2\text{]} \quad E=205,000 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

$$cA=672,400 \text{ [mm}^2\text{]} \quad sA=137,600 \text{ [mm}^2\text{]} \quad I_s=1.70 \times 10^{10} \text{ [mm}^4\text{]}$$

$$l_c=6,650 \text{ [mm]} \text{ (構造階高)}$$

・式(7-1)による検討

$$M_2/M_1=4297/19819=0.22$$

$$-0.5 < M_2/M_1 \leq 1.0 \text{ のとき } n_y \cdot \lambda_c^2 \leq 0.10 \times (1+M_2/M_1) \quad \text{式(7-1)}$$

$$n_y = N_m/N_y = 12,162/44,720 = 0.27$$

$$\text{ここで } \begin{cases} N_m: \text{層降伏メカニズム時の最大軸力} \\ = 12,162 \text{ [kN]} \\ N_y = sA \cdot \sigma_y = 137,600 \times 325 = 44,720 \text{ [kN]} \end{cases}$$

$$\lambda_c = (N_y / f N_e)^{1/2} = \{N_y / (\pi^2 \cdot EI / l_c^2)\}^{1/2}$$

$$= (44,720 / (\pi^2 \times 205,000 \times 1.70 \times 10^{10} / 6,650^2))^{1/2}$$

$$= 0.24$$

$$n_y \cdot \lambda_c^2 = 0.27 \times 0.06 = 0.0162 < 0.122 = 0.10 \times (1+M_2/M_1) \quad \text{判定 OK}$$

・式(7-3)による検討

$$n_y \cdot f \lambda_c^2 \leq 0.25 \quad \text{式(7-3)}$$

$$f l_c = l_c \times 1.5 = 9,975 \text{ [mm]}$$

$$f \lambda_c = (N_y / f N_e)^{1/2} = \{N_y / (\pi^2 \cdot EI / f l_c^2)\}^{1/2}$$

$$= (44,720 / (\pi^2 \times 205,000 \times 1.70 \times 10^{10} / 9,975^2))^{1/2}$$

$$= 0.36$$

$$n_y \cdot f \lambda_c^2 = 0.27 \times 0.13 = 0.035 < 0.250 \quad \text{判定 OK}$$

7.4 線路階柱の軸力比の検討

線路階の柱軸力比の検討を行う。なお、検討用軸力 N_m は静的増分解析で全体層降伏に至る時の軸力とした。軸力比は、全て 0.35 以下を満足する。本項の検討は充填コンクリートを考慮して行う。

C1 : □-900×40

$$N_m/N_y' \leq 0.35 \quad \text{式(7-4)}$$

$$N_y' = sA \cdot F_y + cA \cdot F_c$$

$$= 137,600 \times 325 + 672,400 \times 27.0$$

$$= 62,875 \text{ [kN]}$$

$$N_m = 12,162 \text{ [kN]}$$

$$N_m/N_y' = 12,162/62,875 = 0.19 \leq 0.35 \quad \text{判定 OK}$$

8. 最大級地震動に対する検討

各方向の最大級地震動に対する検討項目を表 24 に示す。構造高さが 20m を超えるため、高次モードの影響も考慮できる質点系の動的解析を行う。線路階の保有変形量は、X 方向は柱部材 (CFT)、Y 方向は梁部材について算定する。

表 24 最大級地震動に対する検討項目

	X 方向	Y 方向
応答量の推定方法	動的解析	
線路階の降伏メカニズム $\Sigma M_{c_i} / \Sigma 1.5M_{b_i}$ (表 19 より)	線路階先行柱降伏 0.7 < 1.0	上層階先行梁降伏 1.07 > 1.0
線路階保有変形量の算定対象部材	柱 (CFT)	梁

8.1 質点系の動的解析による応答変形量の推定

8.1.1 質点系モデルの設定

以下の順序で、多質点系の動的解析を行う。

- ・線路階 (1 階) の骨格曲線には杭頭の変位を含めた変形曲線を用いる。(図 25 参照)
- ・P-Δ を考慮した静的増分解析結果から各層の骨格曲線を設定する。(図 26 参照)
- ・2 階から上階については部材の初期ヒンジを第一折れ点とする。線路階については杭のひび割れ剛性低下、地盤ばねの降伏などにより主部材の初期ヒンジを第一折れ点にすると静的増分解析結果との差が大きくなるため、第一折れ点の設定は、ほぼ弾性域 (接線剛性が初期剛性の 95%) の位置に設定した。

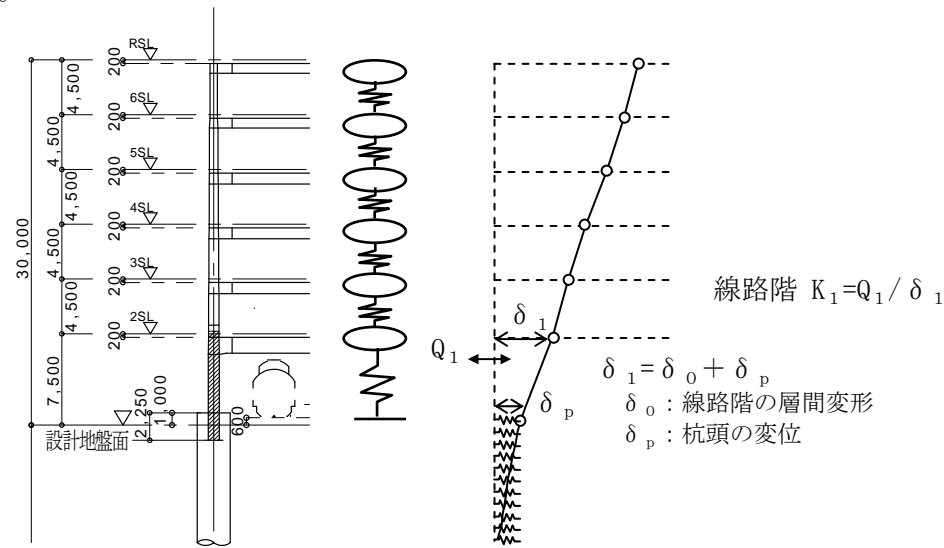


図 25 線路階の変形曲線の設定

8. 最大級地震動に対する検討

各方向の最大級地震動に対する検討項目を表 24 に示す。構造高さが 20m を超えるため、高次モードの影響も考慮できる質点系の動的解析を行う。線路階の保有変形量は、X 方向は柱部材 (CFT)、Y 方向は梁部材について算定する。

表 24 最大級地震動に対する検討項目

	X 方向	Y 方向
応答量の推定方法	動的解析	
線路階の降伏メカニズム $\Sigma M_{c_i} / \Sigma 1.5M_{b_i}$ (表 19 より)	線路階先行柱降伏 0.7 < 1.0	上層階先行梁降伏 1.07 > 1.0
線路階保有変形量の算定対象部材	柱 (CFT)	梁

X 方向は変形性能検討部位が柱 (CFT 柱) のため、低層標準解図 8-6 に示すように、応答層間変形角で検証し、Y 方向は鉄骨梁のため、応答累積塑性変形量で検証する。

8.1 質点系の動的解析による応答変形量の推定

8.1.1 質点系モデルの設定

以下の順序で、多質点系の動的解析を行う。

- ・線路階 (1 階) の骨格曲線には杭頭の変位を含めた変形曲線を用いる。(図 25 参照)
- ・P-Δ を考慮した静的増分解析結果から各層の骨格曲線を設定する。(図 26 参照)
- ・2 階から上階については部材の初期ヒンジを第一折れ点とする。線路階については杭のひび割れ剛性低下、地盤ばねの降伏などにより主部材の初期ヒンジを第一折れ点にすると静的増分解析結果との差が大きくなるため、第一折れ点の設定は、ほぼ弾性域 (接線剛性が初期剛性の 95%) の位置に設定した。

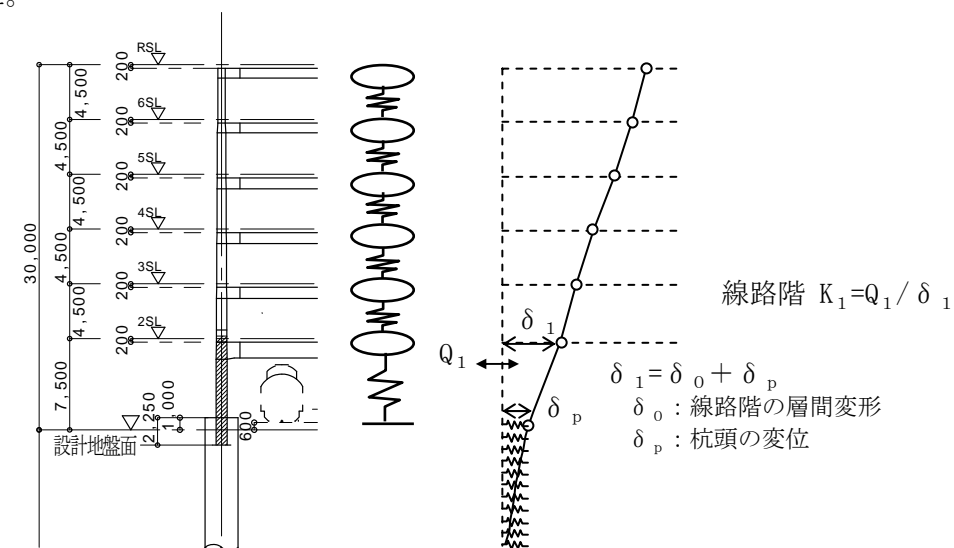
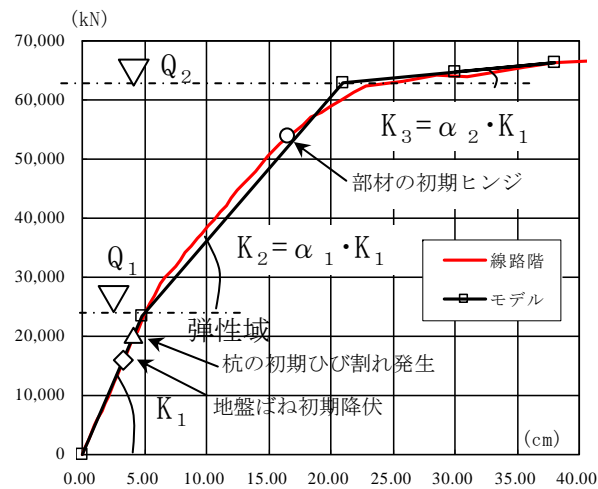
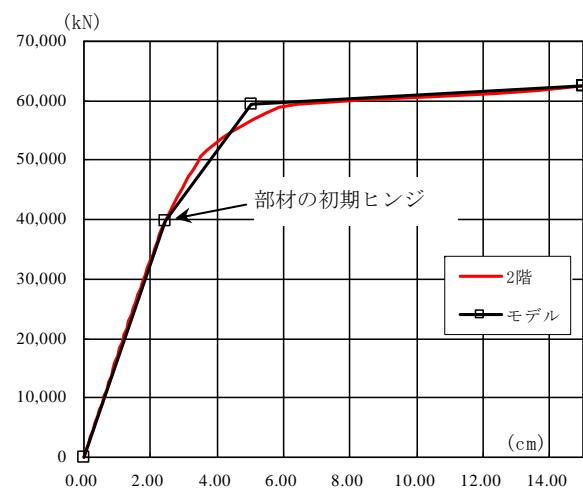


図 25 線路階の変形曲線の設定

方向別に検証する応答値が異なることを明記



1階（杭の変形含む）の変形曲線



2階 変形曲線

図 26 変形曲線

(1) 質点系モデル諸元

解析モデルの諸元を表 25 に示す。

(2) 復元力特性

各階とも標準型トリリニアの履歴特性とした。

(3) 減衰定数の設定

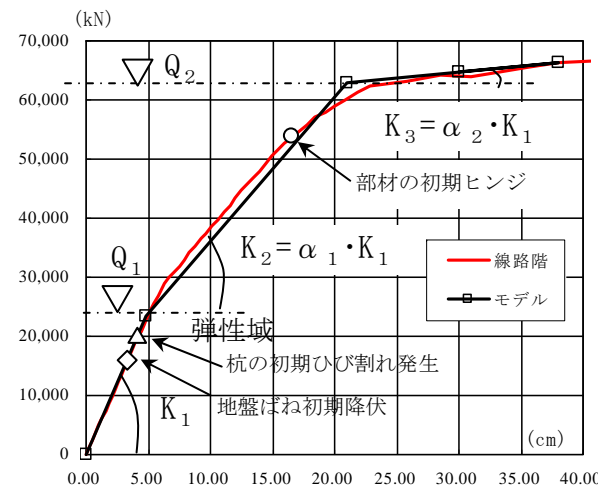
線路階は h=10%、その他の階は h=2% とする剛性比例型とした。

表 25(1) 質点系モデル諸元 (X 方向)

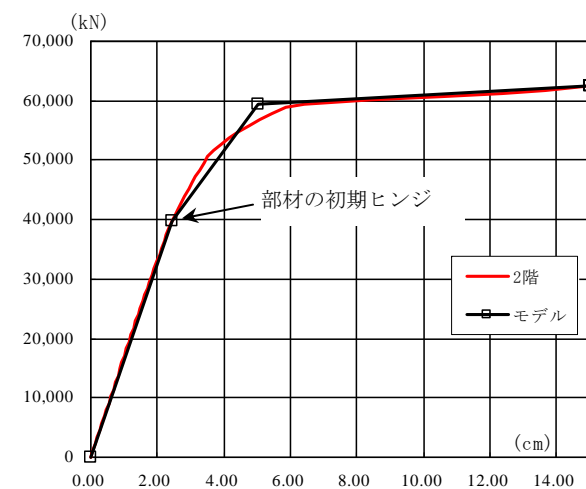
階	m_i [kN]	K_1 [kN/cm]	Q_1 [kN]	Q_2 [kN]	$\alpha_1=K_2/K_1$	$\alpha_2=K_2/K_1$
6	22,290	6,547	17,792	22,214	0.61	0.08
5	20,170	7,443	24,476	33,395	0.51	0.05
4	20,292	9,004	29,032	40,123	0.58	0.10
3	20,421	11,538	34,332	47,972	0.69	0.07
2	20,705	16,274	39,717	59,311	0.46	0.02
線路階	21,625	4,785	23,291	62,298	0.51	0.05

表 25(2) 質点系モデル諸元 (Y 方向)

階	m_i [kN]	K_1 [kN/cm]	Q_1 [kN]	Q_2 [kN]	$\alpha_1=K_2/K_1$	$\alpha_2=K_2/K_1$
6	22,290	5,693	16,470	19,250	0.72	0.07
5	20,170	6,842	23,054	30,018	0.44	0.04
4	20,292	8,056	27,246	38,339	0.41	0.04
3	20,421	9,618	33,165	45,328	0.40	0.04
2	20,624	13,232	37,309	52,125	0.49	0.04
線路階	21,334	4,529	27,753	58,196	0.45	0.07



1階（杭の変形含む）の変形曲線



2階 変形曲線

図 26 変形曲線

(1) 質点系モデル諸元

解析モデルの諸元を表 25 に示す。

(2) 復元力特性

各階とも標準型トリリニアの履歴特性とした。

(3) 減衰定数の設定

線路階は h=10%、その他の階は h=2% とする剛性比例型とした。

表 25(1) 質点系モデル諸元 (X 方向)

階	m_i [kN]	K_1 [kN/cm]	Q_1 [kN]	Q_2 [kN]	$\alpha_1=K_2/K_1$	$\alpha_2=K_2/K_1$
6	22,290	6,547	17,792	22,214	0.61	0.08
5	20,170	7,443	24,476	33,395	0.51	0.05
4	20,292	9,004	29,032	40,123	0.58	0.10
3	20,421	11,538	34,332	47,972	0.69	0.07
2	20,705	16,274	39,717	59,311	0.46	0.02
線路階	21,625	4,785	23,291	62,298	0.51	0.05

表 25(2) 質点系モデル諸元 (Y 方向)

階	m_i [kN]	K_1 [kN/cm]	Q_1 [kN]	Q_2 [kN]	$\alpha_1=K_2/K_1$	$\alpha_2=K_2/K_1$
6	22,290	5,693	16,470	19,250	0.72	0.07
5	20,170	6,842	23,054	30,018	0.44	0.04
4	20,292	8,056	27,246	38,339	0.41	0.04
3	20,421	9,618	33,165	45,328	0.40	0.04
2	20,624	13,232	37,309	52,125	0.49	0.04
線路階	21,334	4,529	27,753	58,196	0.45	0.07

8.1.2 入力地震動

入力地震動は、「鉄道耐震標準」に示される L2 地震動スペクトル II を用いる。地盤種別は、G3 地盤（普通地盤）とする。図 27 に入力地震動を示す。

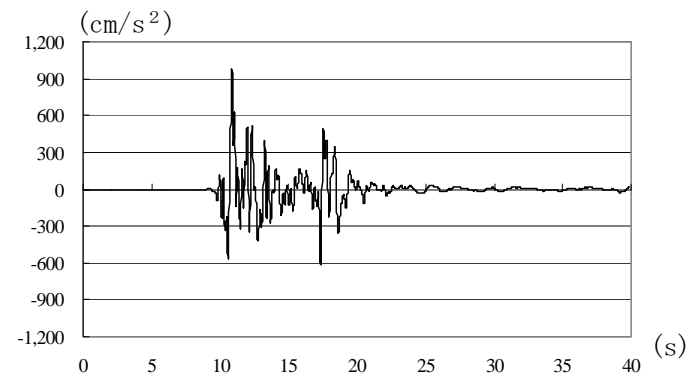


図 27 入力地震動 (L2 地震動スペクトル II)

8.1.3 応答変形量

図 28 に最大応答変形を示す。線路階の層間変形量 (δ_r) を算定するため、杭の変形を含む変形曲線から線路階の層間変形量を静的増分解析結果から推定する (図 29 参照)。表 26 に線路階の最大応答変形量 (δ_r) を示す。X 方向で 10.11cm、Y 方向で 9.62cm である。

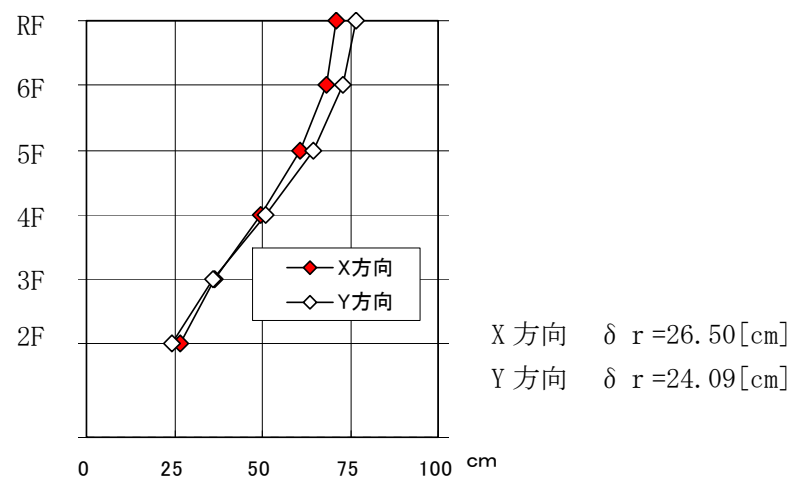


図 28 最大応答変形

8.1.2 入力地震動

入力地震動は、「鉄道耐震標準」に示される L2 地震動スペクトル I, II を用いる。地盤種別は、G3 地盤（普通地盤）とする。図 27 に入力地震動を示す。

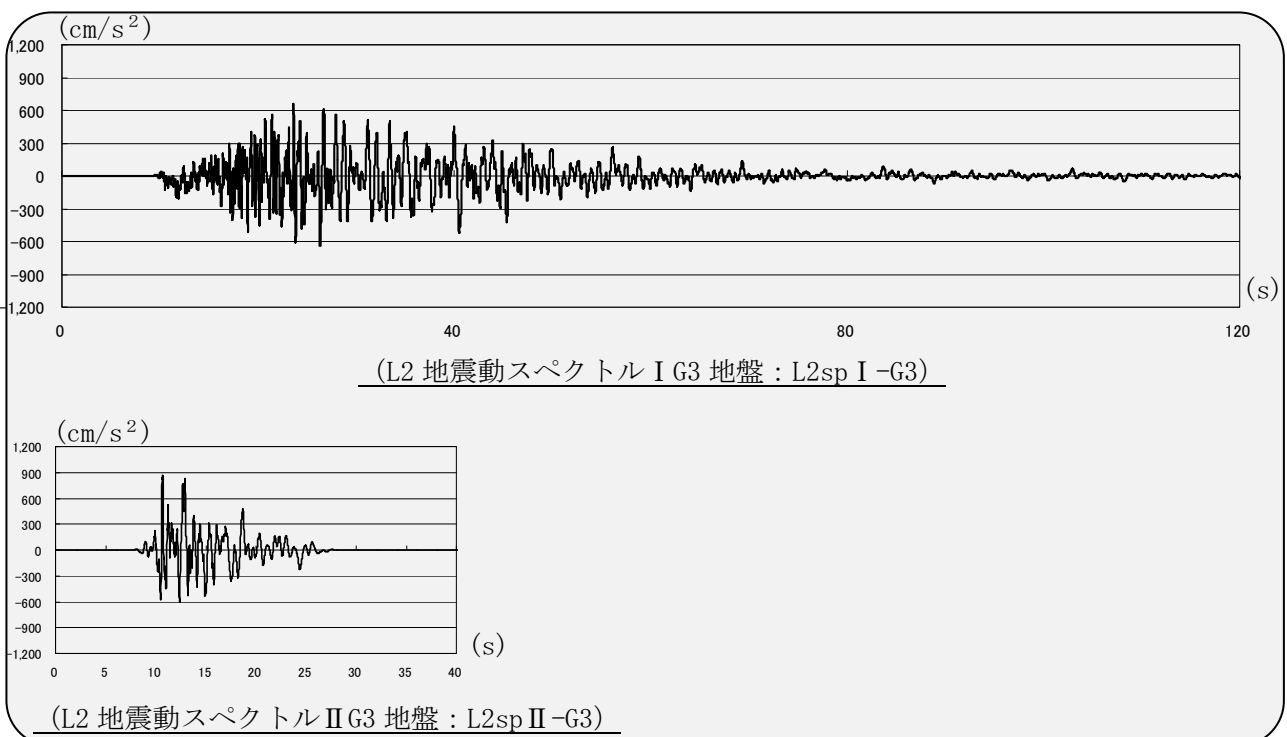


図 27 入力地震動 (L2 地震動スペクトル II)

8.1.3 応答結果

(1) 最大応答変形の確認

図 28 に最大応答変形を示す。X 方向は柱降伏のため線路階の層間変形量 (δ_r) を算定する。杭の変形を含む変形曲線から線路階の層間変形量を静的増分解析結果から推定する (図 29-2 参照)。表 26 に線路階の最大応答変形量 (δ_r) を示す。X 方向で 10.29cm、Y 方向で 9.74cm である。

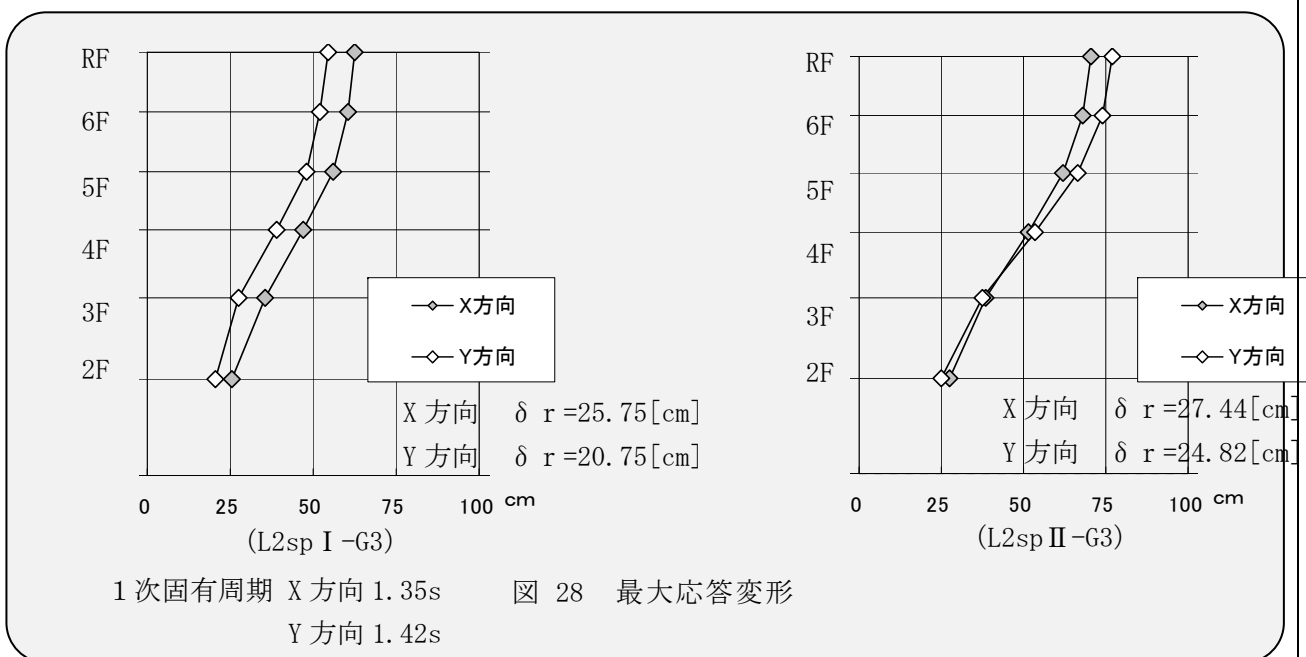


図 28 最大応答変形

スペクトル I を検討することを記載

スペクトル I の時刻歴波形を掲載

スペクトル II の時刻歴波形の変更

累積値と区別するため項目追加

検討条件の明示

結果の修正

検討結果の追加 (SP I) と変更 (SP II)

静的増分解析結果に基づく、線路階の杭の変形を含む絶対変形と線路階の層間変形曲線を図 29-1 に示す。対象部材の初発ヒンジ発生荷重 (Q_{my}) 時の線路階の層間変形と杭の変形を含む絶対変形の比率 β を算定する。

後で使用する β の定義

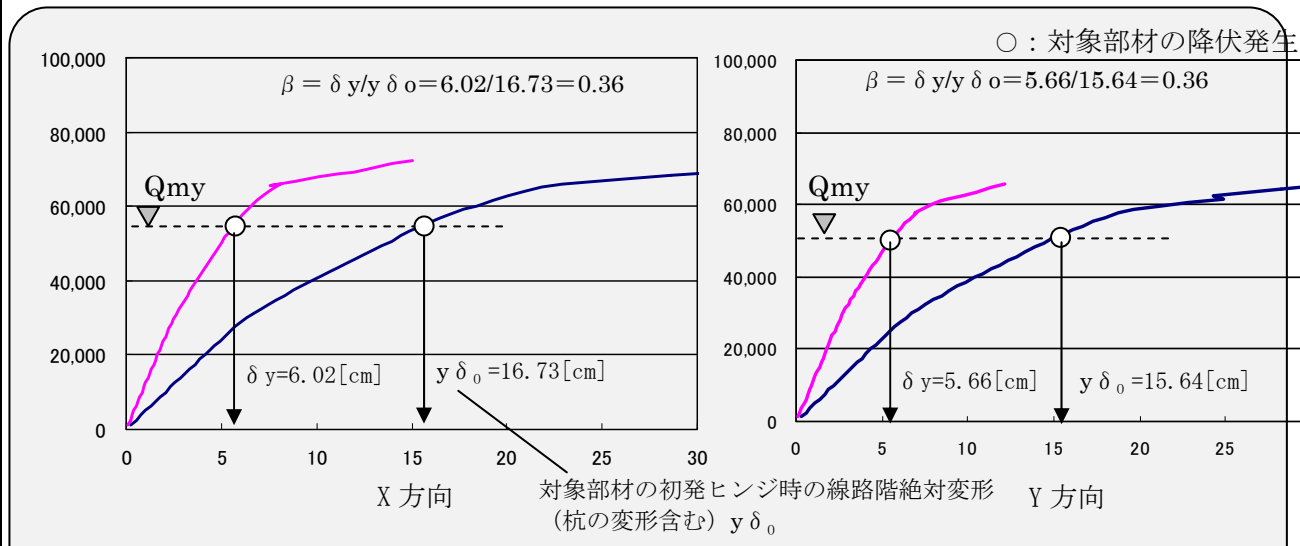


図 29-1 静的増分解析による初発ヒンジの線路階の層間変形比率 β の算出

説明図の追加

図 29-2 に最大応答変形時の杭の変形を含む変形曲線と線路階の層間変形量を示す。

図29-2の説明追加

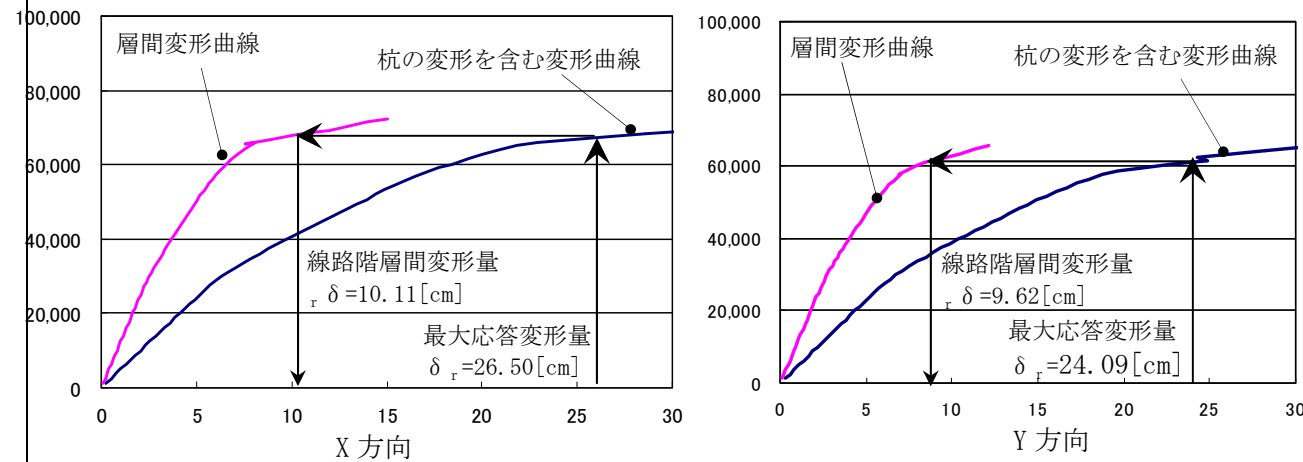


図 29 線路階の層間変形量の算

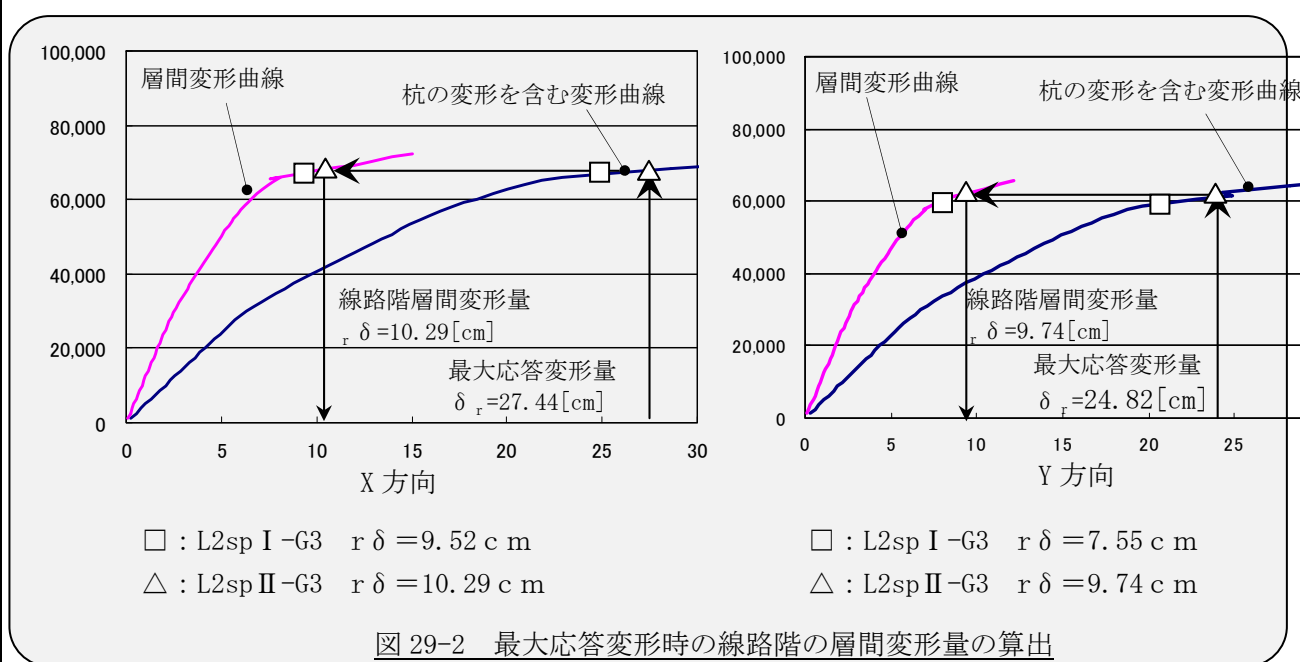


図 29-2 最大応答変形時の線路階の層間変形量の算出

改訂スペクトルを用いた計算結果に変更

(2) 応答累積塑性変形量の算定

Y 方向は、線路階保有変形量の算定対象部材が梁であることから、梁の応答累積塑性変形量を算定する。応答累積塑性変形量は、簡便に静的増分解析で対象部材のヒンジ発生荷重 (Q_{my}) を超える線路階の応答変形量を足し合わせた値として評価する。図 29-3 に SP I、SP II の線路階の履歴ループを示す。ヒンジ発生荷重を超える履歴ループを拡大し、サイクル毎に変形量を示している。ここで得られる累積塑性変形量は杭の変位も含まれるため、線路階の応答累積塑性変形量は、対象部材の初発ヒンジ発生荷重時の線路階の相対変形 (δ_y) と絶対変形 (yδ_o) の比 β をもとに推定する。

累積値算定の説明文と説明図の追加

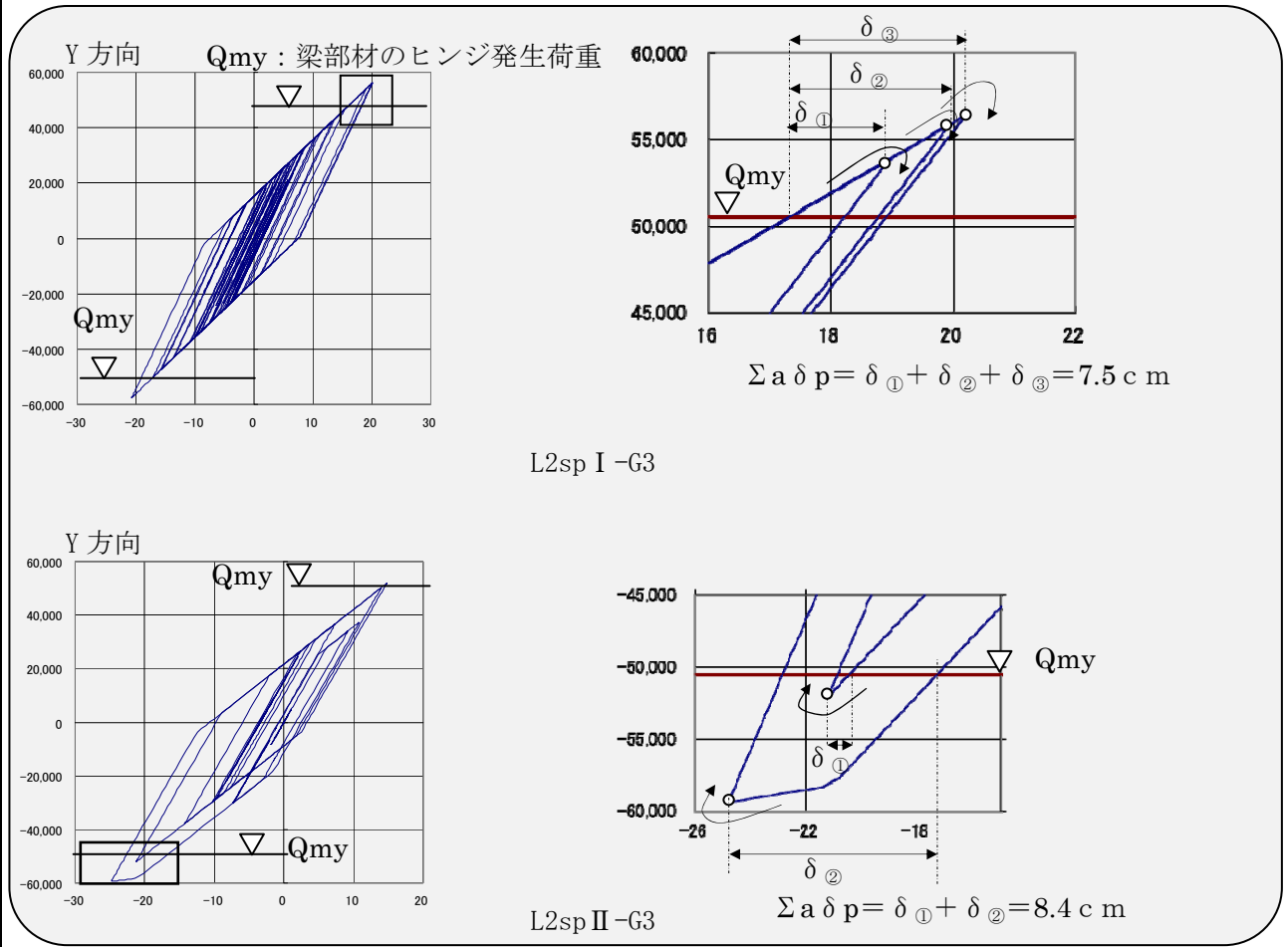


図 29-3 線路階の履歴曲線

表 26 線路階の最大応答層間変形量の算出[cm]

	最大応答変形量 ($\delta_r = \delta + \delta_p$)	線路階層間変形量 $r \delta$
X 方向	26.50	10.11
Y 方向	24.09	9.62

表 26-1 線路階の最大応答層間変形量 ($r \delta$) の算出[cm]

	最大応答変形量 ($\delta_r = \delta + p \delta$)	線路階層間変形量 $r \delta$
L2sp I-G3	25.75	9.52
L2sp II-G3	27.44	10.29

表 26-2 線路階の応答累積塑性変形量 ($a \delta_p$) の算出[cm]

	応答累積塑性変形量 ($\Sigma a \delta_p$)	線路階の応答累積 塑性変形量 $a \delta_p$
L2sp I-G3	7.5	2.7
L2sp II-G3	8.4	3.0

$a \delta_p = \Sigma a \delta_p \times \beta$

最大値の一覧表をX方向とY方向に分け、SP I・IIそれぞれ改訂スペクトルを用いた値に変更

8.2 線路階の変形性能の確認

8.2.1 柱部材の保有変形量の算定

X方向は線路階が柱降伏形 ($\Sigma M_{c_i} / \Sigma 1.5M_{b_i} < 1.0$) であるため線路階の柱部材の保有変形量を算定する。

(1)CFT 柱の諸元

C1 : □-900×900×40 (材質 : BCP325 充填コンクリート : F_c27)
角形鋼管の幅 B=900[mm]
角形鋼管厚 t=40[mm]
座屈長さ l_k=構造階高×1.5=6500×1.5=9750[mm]
コンクリート断面 A_c=672,400[mm²]
鋼管の断面積 A_s=137,600[mm²]
鋼管の降伏強さ F_y=325[N/mm²]

(2)保有部材角 Ru の算定

軸力比 N/N₀=0.21 (層降伏メカニズム時の最大軸力比)
Rα=1.0-(F_c-40.3)/566=1.0-(21-40.3)/566=1.034>1.0 → Rα=1.0
l_k/D=9750/900=10.8>10.0 → γ_r=0.8
R_u=γ_r/(0.15+3.79×(N/N₀))×t/B×Rα
=0.8/(0.15+3.79×0.21)×40/900×1.0
=0.0376

(3)線路階の保有層間変形量 δ_u

地中梁が無いことによる降伏層間変形の増大率 a_r=1.25
δ_y=6.02[cm] (柱にヒンジが発生しないため、梁の初期降伏ヒンジ時とした。)
δ_u=R_u·h+(a_r-1.0)δ_y
=0.0376×750+(1.25-1.0)×6.02
=29.71[cm]

8.2.2 梁部材の保有変形量の算定

Y方向は線路階が梁降伏形 ($\Sigma M_{c_i} / \Sigma 1.5M_{b_i} > 1.0$) であるため線路階の梁部材の保有変形量を算定する。

(1)梁部材の諸元

H-1,400×650×25×40 (材質 : SN490B)
σ_{y_f}=325[N/mm²]
σ_{y_w}=325[N/mm²]
有効ウェブ高さ d_e=(1,400-2×40)/2=660[mm]
鋼材の弾性剛性 E=205,000[N/mm²]

(2)部材の累積塑性変形性能 η_u の算定

α_f=(E/σ_{y_f})(t_f/b)²=(205,000/325)×(40/(650/2))²=9.55
α_w=(E/σ_{y_w})(t_w/d_e)²=(205,000/325)×(25/660)²=0.91
応力上昇率 s の算定 1/s=0.2868/α_f+0.0588/α_w+0.7730
=0.2868/9.6+0.0588/0.91+0.7730=0.868 → s=1.15
鋼材の2次剛性 E/E_{s_t}=60

8.2 線路階の変形性能の確認

8.2.1 柱部材の保有変形量の算定

X方向は線路階が柱降伏形 ($\Sigma M_{c_i} / \Sigma 1.5M_{b_i} < 1.0$) であるため線路階の柱部材の保有変形量を算定する。

(1)CFT 柱の諸元

C1 : □-900×900×40 (材質 : BCP325 充填コンクリート : F_c27)
角形鋼管の幅 B=900[mm]
角形鋼管厚 t=40[mm]
座屈長さ l_k=構造階高×1.5=6500×1.5=9750[mm]
コンクリート断面 A_c=672,400[mm²]
鋼管の断面積 A_s=137,600[mm²]
鋼管の降伏強さ F_y=325[N/mm²]

(2)保有部材角 Ru の算定

軸力比 N/N₀=0.21 (層降伏メカニズム時の最大軸力比)
Rα=1.0-(F_c-40.3)/566=1.0-(21-40.3)/566=1.034>1.0 → Rα=1.0
l_k/D=9750/900=10.8>10.0 → γ_r=0.8
R_u=γ_r/(0.15+3.79×(N/N₀))×t/B×Rα
=0.8/(0.15+3.79×0.21)×40/900×1.0
=0.0376

(3)線路階の保有層間変形量 δ_u

地中梁が無いことによる降伏層間変形の増大率 a_r=1.25
δ_y=6.02[cm] (柱にヒンジが発生しないため、梁の初期降伏ヒンジ時とした。)
δ_u=R_u·h+(a_r-1.0)δ_y
=0.0376×750+(1.25-1.0)×6.02
=29.71[cm]

8.2.2 梁部材の保有変形量の算定

Y方向は線路階が梁降伏形 ($\Sigma M_{c_i} / \Sigma 1.5M_{b_i} > 1.0$) であるため線路階の梁部材の保有累積塑性変形量を算定する。

(1)梁部材の諸元

H-1,400×650×25×40 (材質 : SN490B)
σ_{y_f}=325[N/mm²]
σ_{y_w}=325[N/mm²]
有効ウェブ高さ d_e=(1,400-2×40)/2=660[mm]
鋼材の弾性剛性 E=205,000[N/mm²]

(2)部材の累積塑性変形性能 η_u の算定

α_f=(E/σ_{y_f})(t_f/b)²=(205,000/325)×(40/(650/2))²=9.55
α_w=(E/σ_{y_w})(t_w/d_e)²=(205,000/325)×(25/660)²=0.91
応力上昇率 s の算定 1/s=0.2868/α_f+0.0588/α_w+0.7730
=0.2868/9.6+0.0588/0.91+0.7730=0.868 → s=1.15
鋼材の2次剛性 E/E_{s_t}=60

梁は鋼材なので、累積値の検討に変更

塑性流れ域のひずみ量/降伏ひずみ $\epsilon_p / \epsilon_y = 10$
 $m \eta_u = (s-1) / s (E/E_{st} (s-1) + 2(\epsilon_p / \epsilon_y))$
 $= (1.15-1) / 1.15 \times (60 \times (1.15-1) + 2 \times 10) = 3.84$

(3) 層（ラーメン構造）の保有累積塑性変形倍率 $r \eta_u$ の算定

層の降伏層間変形/層の降伏層間変形に寄与する部材変形 $m \delta_y / r \delta_y = 1/3 = 0.33$
 地中梁が無いことによる降伏層間変形の増大率 $a_r = 1.25$ (地中梁なし)
 パネルのエネルギー吸収による割り増し係数 $a_p = 1.00$ (パネルの塑性化を許容しない)
 バウジング領域のエネルギー吸収による割増係数 $a_b = 2.00$ (梁の場合)
 変形性能の限界点にいたるまでの骨組のエネルギー吸収効果 $a_d = 2$
 $r \eta_u = m \delta_y / (a_r \cdot r \delta_y) \cdot m \eta_u \cdot a_p \cdot a_b + a_d$
 $= 0.33 / 1.25 \times 3.84 \times 1.00 \times 2.00 + 2.00$
 $= 4.05$

(4) 層の保有塑性率 $r \mu_u$ の算定

$r \mu_u = r \eta_u / 2 + 1 = 4.05 / 2 + 1 = 3.03$

(5) 保有層間変形量 δ_u の算定

静的増分解析結果で対象の梁部材が降伏した時点の層間変形
 $\delta_y = 5.66$ [cm]
 $\delta_u = r \mu_u \cdot \delta_y = 3.03 \times 5.66 = 17.12$ [cm]

8.2.3 保有変形性能と最大応答層間変形の比較

表 27 に線路階の保有変形性能と最大応答層間変形の比較を示す。X 方向、Y 方向ともに応答層間変形量を保有変形性能が上回り、最大級地震時において層崩壊が生じないことを確認した。

表 27 線路階の保有変形性能と最大応答層間変形の比較

	X 方向	Y 方向
応答層間変形 δ_r [cm]	10.11	9.62
検討部材	柱の保有層間変形量	梁の保有層間変形量
保有変形性能 [cm]	$\delta_u = 29.71$ $> r \delta = 10.11$	$\delta_u = 17.12$ $> r \delta = 9.62$
判定	OK	OK

塑性流れ域のひずみ量/降伏ひずみ $\epsilon_p / \epsilon_y = 10$
 $m \eta_u = (s-1) / s (E/E_{st} (s-1) + 2(\epsilon_p / \epsilon_y))$
 $= (1.15-1) / 1.15 \times (60 \times (1.15-1) + 2 \times 10) = 3.84$

(3) 層（ラーメン構造）の保有累積塑性変形倍率 $r \eta_u$ の算定

層の降伏層間変形/層の降伏層間変形に寄与する部材変形 $m \delta_y / r \delta_y = 1/3 = 0.33$
 地中梁が無いことによる降伏層間変形の増大率 $a_r = 1.25$ (地中梁なし)
 パネルのエネルギー吸収による割り増し係数 $a_p = 1.00$ (パネルの塑性化を許容しない)
 バウジング領域のエネルギー吸収による割増係数 $a_b = 2.00$ (梁の場合)
 変形性能の限界点にいたるまでの骨組のエネルギー吸収効果 $a_d = 2$
 $r \eta_u = m \delta_y / (a_r \cdot r \delta_y) \cdot m \eta_u \cdot a_p \cdot a_b + a_d$
 $= 0.33 / 1.25 \times 3.84 \times 1.00 \times 2.00 + 2.00$
 $= 4.05$

~~(4) 層の保有塑性率 $r \mu_u$ の算定~~

~~$r \mu_u = r \eta_u / 2 + 1 = 4.05 / 2 + 1 = 3.03$~~

~~(4) (5) 保有累積塑性変形量 $r \delta_p$ の算定~~ 保有層間変形量 δ_u の算定

静的増分解析結果で対象の梁部材が降伏した時点の層間変形
 $\delta_y = 5.66$ [cm]
 ~~$r \delta_p = r \eta_u \cdot \delta_y = 4.05 \times 5.66 = 22.92$ [cm]~~ ~~$\delta_u = r \mu_u \cdot \delta_y = 3.03 \times 5.66 = 17.12$ [cm]~~

8.2.3 保有変形性能と最大応答層間変形の比較

表 27 に線路階の保有変形性能と最大応答層間変形の比較を示す。L2sp I-G3、L2sp II-G3 ~~X 方向、Y 方向~~ ともに応答層間変形量を保有変形性能が上回り、最大級地震時において層崩壊が生じないことを確認した。

表 27-1 線路階の保有変形性能と最大応答層間変形の比較

X 方向	L2sp I-G3	L2sp II-G3
応答層間変形 δ_r [cm]	9.52	10.29
柱 (CFT) の保有変形性能 [cm]	$\delta_u = 29.71$ $> r \delta = 9.52$	$\delta_u = 29.71$ $> r \delta = 10.29$
判定	OK	OK

表 27-2 線路階の保有累積塑性変形量と応答累積塑性変形量の比較

Y 方向	L2sp I-G3	L2sp II-G3
応答層間変形 δ_r [cm]	2.7	3.0
梁の保有累積塑性変形量 [cm]	$r \delta_p = 22.92$ $> a \delta_p = 2.7$	$r \delta_p = 22.92$ $> a \delta_p = 3.0$
判定	OK	OK

累積値では不要なので削除

累積値の検討に変更

SP I も検討したため、記載方法を変更

柱部材に対する最大値の検討結果へ変更

梁部材に対する累積値の検討結果の追加

8.2.4 杭の変形性能の確認

最大級地震時に杭に塑性ヒンジが発生する場合は、コンクリートが圧壊していないことを確認する。図 30 に杭の初発ヒンジ発生時と最大級地震時を变形曲線にプロットした図を示す。X 方向、Y 方向ともに応答値が、杭のヒンジ発生以内である。よって、杭に塑性ヒンジが発生していないことを確認した。

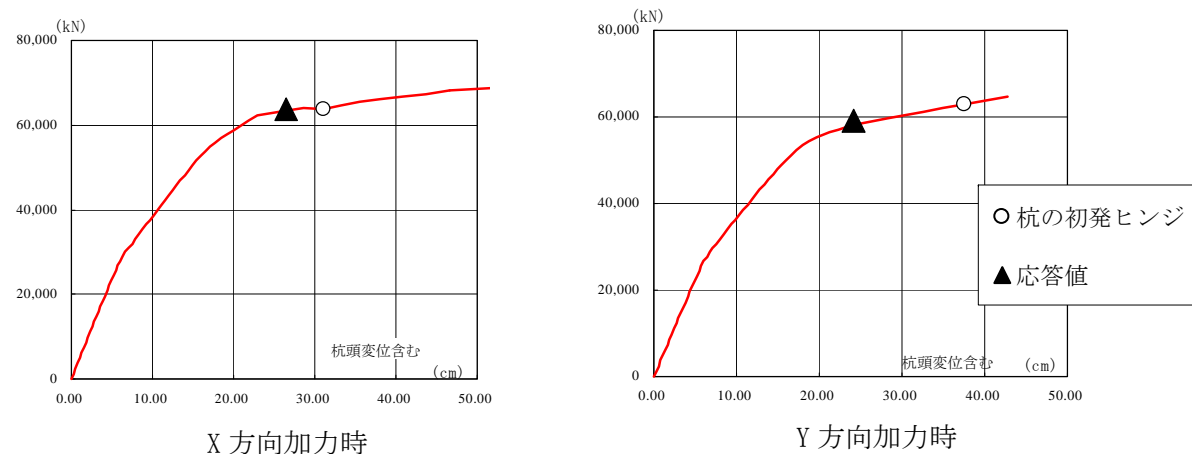


図 30 最大級地震時の応答値と杭の塑性ヒンジ発生の関係

8.2.4 杭の変形性能の確認

最大級地震時に杭に塑性ヒンジが発生する場合は、コンクリートが圧壊していないことを確認する。図 30 に杭の初発ヒンジ発生時と最大級地震時を变形曲線にプロットした図を示す。X 方向、Y 方向ともに応答値が、杭のヒンジ発生以内である。よって、杭に塑性ヒンジが発生していないことを確認した。

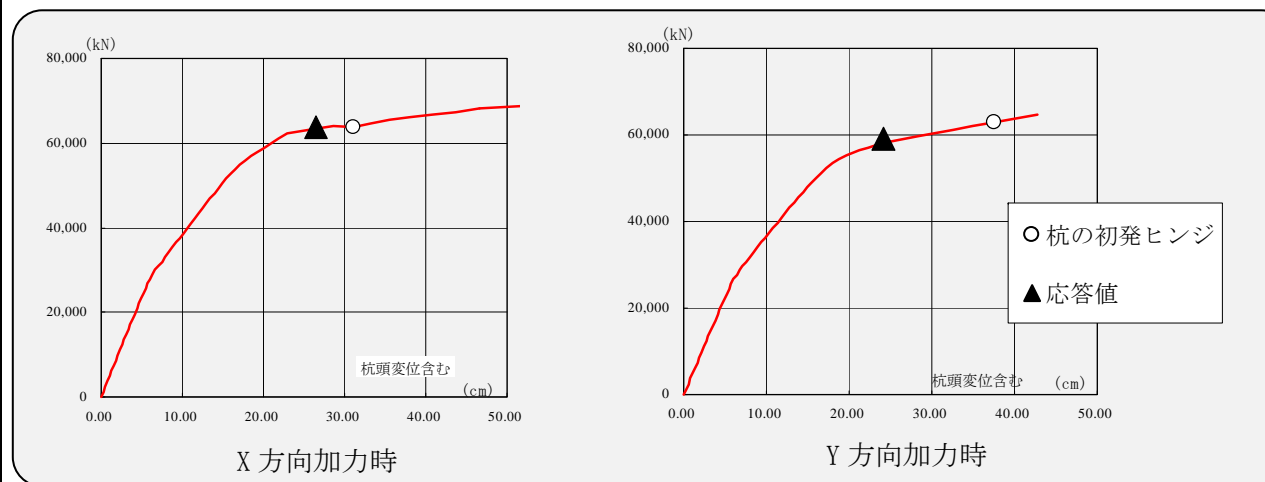


図 30 最大級地震時の応答値と杭の塑性ヒンジ発生の関係

改訂スペクトルを用いた計算結果に変更