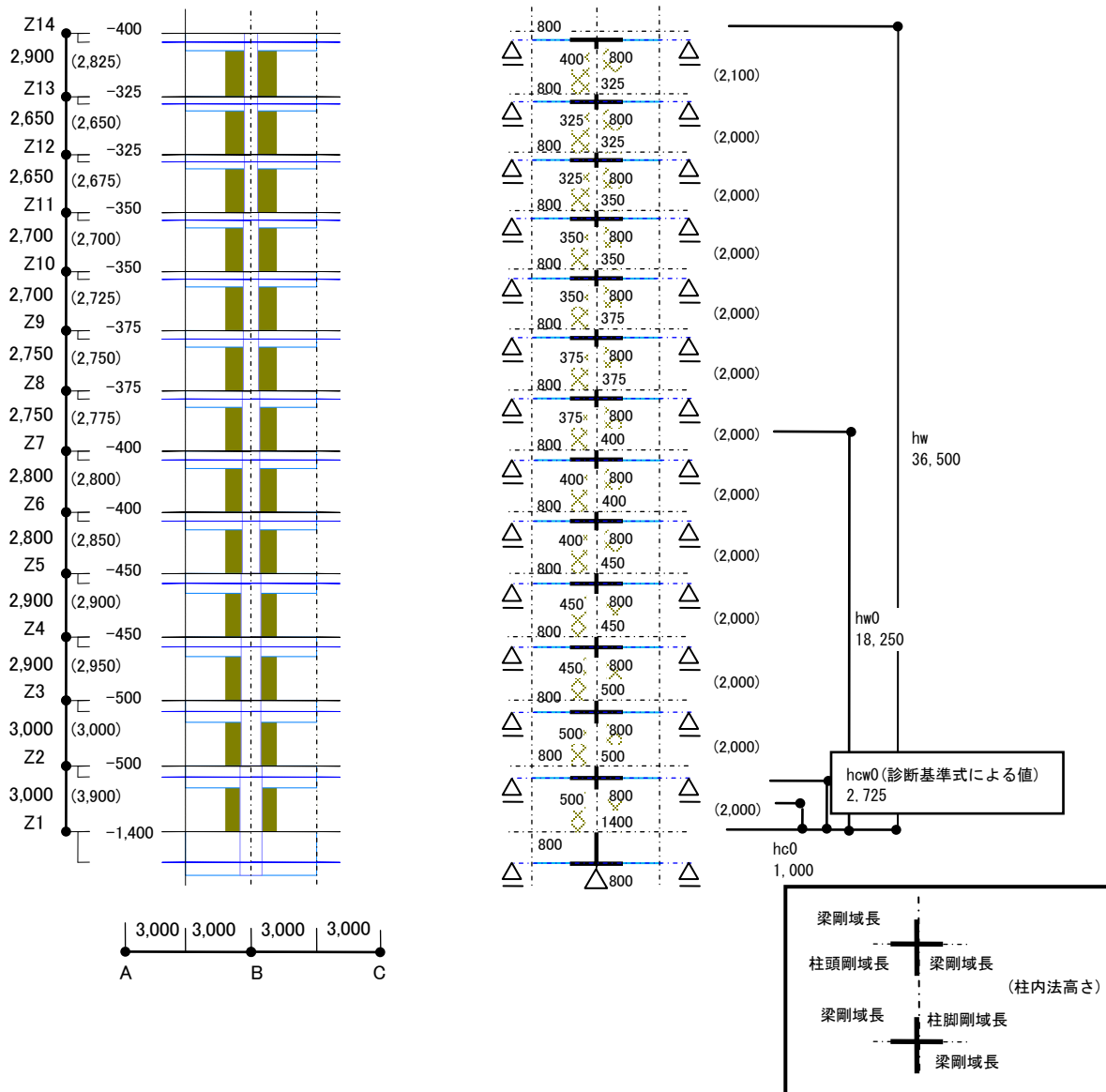


ケース 2 高層の連層袖壁付き柱の反曲点高さの比較 (中間層でヒンジが生じる場合)



モデル化の仮定

- Z1 階脚部での曲げ終局時せん断力を求めるために地中梁は剛体梁とする。
- Z1 階脚部の危険断面位置での曲げ終局強度 wM_u は 3712.1 [kN・m] とする。
- 外力分布は等分布とする。
- 梁のヒンジ発生位置は袖壁端、柱のヒンジ発生位置は梁フェイスとする。
- 境界梁の節点周りの終局時モーメントおよび各階の諸元は表 1 による。(簡略化のためスラブは考慮していない)

表 2-1. 外力分布および境界梁等の諸元

階名	Pi	qi	Hi	gMLi	gMRi
Z14	1.0			561.4	561.4
Z13	1.0	1.0	2.825	430.4	430.4
Z12	1.0	2.0	2.650	430.4	430.4
Z11	1.0	3.0	2.675	474.1	474.1
Z10	1.0	4.0	2.700	474.1	474.1
Z9	1.0	5.0	2.725	815.7	815.7
Z8	1.0	6.0	2.750	815.7	815.7
Z7	1.0	7.0	2.775	1092.3	1092.3
Z6	1.0	8.0	2.800	1092.3	1092.3
Z5	1.0	9.0	2.850	1626.2	1626.2
Z4	1.0	10.0	2.900	1626.2	1626.2
Z3	1.0	11.0	2.950	1675.8	1675.8
Z2	1.0	12.0	3.000	1675.8	1675.8
Z1		13.0	2.500*1		

ここで、 P_i : 各階の床に作用する外力分布係数 (資料 2-1 の表 A2-1 を参照)
 q_i : 各階の層せん断力分布係数
 H_i : 各階の構造階高 (m)
 gM_{Li} : 左側の梁の節点周りの終局時モーメント (kN・m)
 gM_{Ri} : 右側の梁の節点周りの終局時モーメント (kN・m)

*1 検討階は危険断面位置になるので柱脚剛域長(1.2m)の分だけ引いている。

① 診断基準式による反曲点高さ

診断基準式による 1 階 (Z1) 脚部の危険断面位置からの反曲点高さ h_{cw0}

$$h_{w0} = h_w / 2 = 36500 / 2 = 18250 [mm]$$

$$h_{c0} = h_0 / 2 = 2000 / 2 = 1000 [mm]$$

$$L_w = L_{w1} + L_{w2} = 300 + 300 = 600 [mm]$$

$L = 6000 [m]$, $h_0 = 1000 [mm]$, $H_0 = 1000 [mm]$, $D_c = 1000 [mm]$ とすると

$$h_{cw0} = h_{c0} + (h_{w0} - h_{c0}) \cdot \frac{L_w}{L} = 1000 + (18250 - 1000) \cdot \frac{600}{6000} = 2725 [mm]$$

② 仮想仕事法による反曲点高さ

Z1 階の柱脚にヒンジが発生する場合の外力によるモーメントは、

$$\begin{aligned} \text{外力 } M &= q_{13}H_{13} + q_{12}H_{12} + \dots + q_3H_3 + q_2H_2 + q_1H_1 \\ &= 1.0 \cdot 2.825 + 2.0 \cdot 2.650 + \dots + 11.0 \cdot 2.950 + 12.0 \cdot 3.000 + 13.0 \cdot 2.500 = 254.5 \text{ [kN}\cdot\text{m]} \end{aligned}$$

境界梁による抵抗モーメントは、

$$\begin{aligned} \text{境界梁 } M &= {}_gM_{L(Z14)} + {}_gM_{R(Z14)} + {}_gM_{L(Z13)} + {}_gM_{R(Z13)} + \dots + {}_gM_{L(3F)} + {}_gM_{R(3F)} + {}_gM_{L(2F)} + {}_gM_{R(2F)} \\ &= 561.4 + 561.4 + 430.4 + 430.4 + \dots + 1675.8 + 1675.8 + 1675.8 + 1675.8 \\ &= 25580.7 \text{ [kN}\cdot\text{m]} \end{aligned}$$

抵抗モーメントの合計は、

$$\text{合計 } M = 3712.1 + 25580.7 = 29292.8 \text{ より } m\lambda_1 = 29292.8 / 254.5 = 115.100$$

曲げ終局時のせん断力 $Q_{mu(Z1)}$ は、

$$Q_{mu(Z1)} = q_1 \cdot m\lambda_1 = 13.000 \cdot 115.100 = 1496.3 \text{ [kN]}$$

なので、反曲点高さ h_{cw0} は

$$h_{cw0} = {}_wM_u / Q_{mu} = 3712.1 / 1496.3 = 2.48 \text{ [m]} \quad (\text{資料 2-1 の表 A2-2 を参照})$$

ただし、このときの各層のモーメントを確認すると

Z1 階柱頭のモーメント ${}_wM_{(Z1T)}$ は、

$${}_wM_{(Z1T)} = {}_wM_{(Z1B)} - Q_{mu(Z1)} \cdot h_{0(Z1)} = 3712.1 - 1496.3 \cdot 2.0 = 719.5 \text{ [kN}\cdot\text{m]}$$

Z2 階節点下部のモーメント ${}_wM_{n(Z2D)}$ は、剛域長を $h_{T(Z1)}$ とすると

$${}_wM_{n(Z2D)} = {}_wM_{(Z1T)} - Q_{mu(Z1)} \cdot h_{T(Z1)} = 719.5 - 1496.3 \cdot 0.5 = -28.6 \text{ [kN}\cdot\text{m]}$$

Z2 階節点上部のモーメント ${}_wM_{n(Z2U)}$ は、

$${}_wM_{n(Z2U)} = {}_wM_{n(Z2D)} + {}_gM_{L(2F)} + {}_gM_{R(2F)} = -28.6 + 1675.8 + 1675.8 = 3322.9 \text{ [kN}\cdot\text{m]}$$

Z2 階柱脚のモーメント ${}_wM_{(Z2B)}$ は、剛域長を $h_{B(Z2)}$ とすると

$$\begin{aligned} Q_{mu(Z2)} &= q_2 \cdot m\lambda_1 = 12.0 \cdot 115.100 = 1381.2 \text{ [kN]} \\ {}_wM_{(Z2B)} &= {}_wM_{n(Z2U)} - Q_{mu(Z2)} \cdot h_{B(Z2)} = 3322.9 - 1381.2 \cdot 0.5 = 2632.3 \text{ [kN}\cdot\text{m]} \end{aligned}$$

Z2 階柱頭のモーメント ${}_wM_{(Z2T)}$ は、

$${}_wM_{(Z2T)} = {}_wM_{(Z2B)} - Q_{mu(Z2)} \cdot h_{0(Z2)} = 2632.3 - 1381.2 \cdot 2.0 = -130.1 \text{ [kN}\cdot\text{m]}$$

Z3 階節点下部のモーメント ${}_wM_{n(Z3D)}$ は、剛域長を $h_{T(Z2)}$ とすると

$${}_wM_{n(Z3D)} = {}_wM_{(Z2T)} - Q_{mu(Z2)} \cdot h_{T(Z2)} = -130.1 - 1381.2 \cdot 0.5 = -820.7 \text{ [kN}\cdot\text{m]}$$

Z3 階節点上部のモーメント ${}_wM_{n(Z3U)}$ は、

$${}_wM_{n(Z3U)} = {}_wM_{n(Z3D)} + {}_gM_{L(3F)} + {}_gM_{R(3F)} = -820.7 + 1675.8 + 1675.8 = 2530.8 \text{ [kN}\cdot\text{m]}$$

Z3 階柱脚のモーメント ${}_wM_{(Z3B)}$ は、剛域長を $h_{B(Z3)}$ とすると

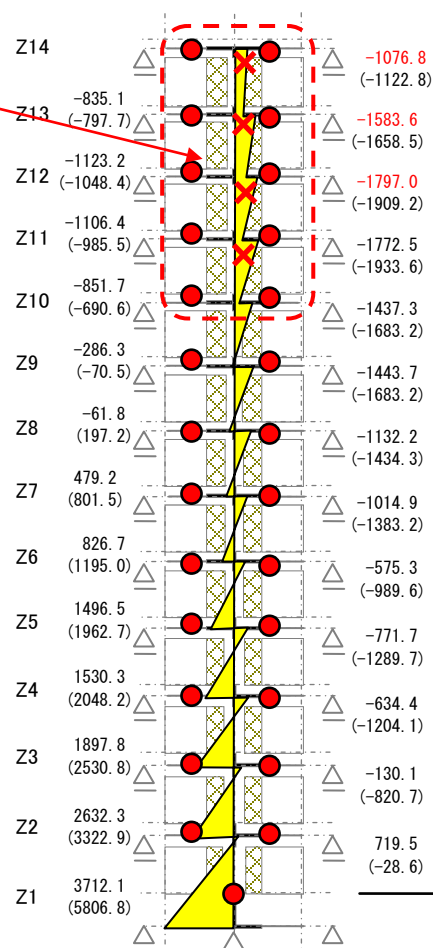
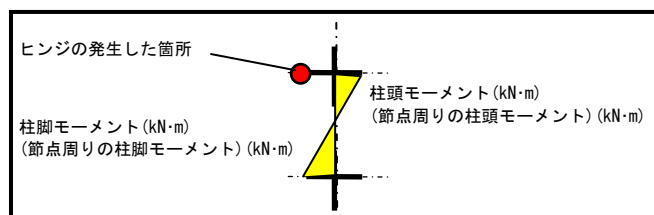
$$\begin{aligned} Q_{mu(Z3)} &= q_3 \cdot m\lambda_1 = 11.0 \cdot 115.100 = 1266.1 \text{ [kN]} \\ {}_wM_{(Z3B)} &= {}_wM_{n(Z3U)} - Q_{mu(Z3)} \cdot h_{B(Z3)} = 2530.8 - 1266.1 \cdot 0.5 = 1897.8 \text{ [kN}\cdot\text{m]} \end{aligned}$$

以下、Z3 階柱頭、Z4 階柱脚、…と繰り返すと表 2 のようになる。

このとき、Z10 階、Z11 階、Z12 階、Z13 階の柱頭でモーメントが曲げ終局強度を超えてしまっているのが中間層でヒンジが生じるように崩壊形を修正する。

表 2-2. 袖壁付き柱の曲げ終局強度と各階の終局時モーメント、節点モーメント

階名	wMu	wMu'	wM(iT) wM(iB)	wMn(iT) wMn(iB)
Z14				
Z13	1024.4	-1024.4	-1076.8	-1122.8
	1024.4	-1024.4	-835.1	-797.7
Z12	1127.7	-1127.7	-1583.6	-1658.5
	1127.7	-1127.7	-1123.2	-1048.4
Z11	1211.0	-1211.0	-1797.0	-1909.2
	1211.0	-1211.0	-1106.4	-985.5
Z10	1425.3	-1425.3	-1772.5	-1933.6
	1425.3	-1425.3	-851.7	-690.6
Z9	1607.2	-1607.2	-1437.3	-1683.2
	1607.2	-1607.2	-286.3	-70.5
Z8	1668.3	-1668.3	-1443.7	-1702.0
	1668.3	-1668.3	-61.8	197.2
Z7	1973.7	-1973.7	-1132.2	-1434.3
	1973.7	-1973.7	479.2	801.5
Z6	2107.1	-2107.1	-1014.9	-1383.2
	2107.1	-2107.1	826.7	1195.0
Z5	2350.4	-2350.4	-575.3	-989.6
	2350.4	-2350.4	1496.5	1962.7
Z4	2715.4	-2715.4	-771.7	-1289.7
	2715.4	-2715.4	1530.3	2048.2
Z3	2770.0	-2770.0	-634.4	-1204.1
	2770.0	-2770.0	1897.8	2530.8
Z2	2812.4	-2812.4	-130.1	-820.7
	2812.4	-2812.4	2632.3	3322.9
Z1	3712.1	-3712.1	719.5	-28.6
	3712.1	-3712.1	3712.1	5806.8



参考:
 診断基準式の
 $hcw0=2.725$

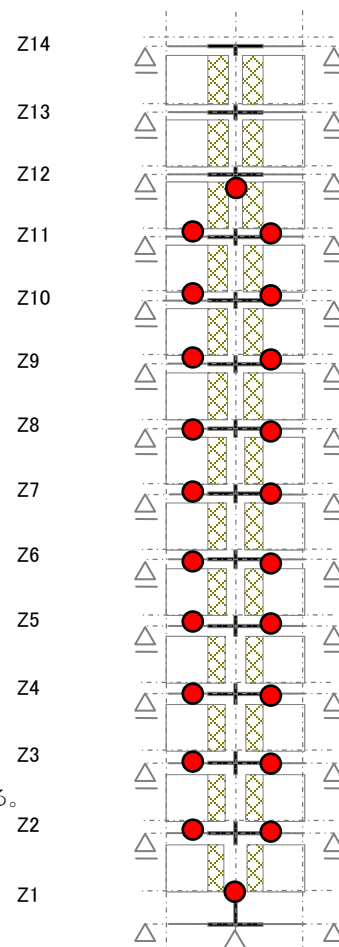
$hcw0$
 2.480

各階のモーメント

(資料 2-1 の表 A2-1 の wM を参照)

表 2-3. 中間層 (Z11 階柱頭) にヒンジが生じた場合の外力および境界梁等の諸元

階名	Pi	qi	Hi	gMLi	gMRi
Z14	1.0				
Z13	1.0	1.0			
Z12	1.0	2.0			
Z11	1.0	3.0	2.350*2		
Z10	1.0	4.0	2.700	474.1	474.1
Z9	1.0	5.0	2.725	815.7	815.7
Z8	1.0	6.0	2.750	815.7	815.7
Z7	1.0	7.0	2.775	1092.3	1092.3
Z6	1.0	8.0	2.800	1092.3	1092.3
Z5	1.0	9.0	2.850	1626.2	1626.2
Z4	1.0	10.0	2.900	1626.2	1626.2
Z3	1.0	11.0	2.950	1675.8	1675.8
Z2	1.0	12.0	3.000	1675.8	1675.8
Z1		13.0	2.500*1		



*1 検討階は危険断面位置になるので柱脚剛域長(1.2m)の分だけ引いている。

*2 中間層のヒンジ発生箇所は危険断面位置になるので剛域長(0.325m)の分だけ引いている。

③ 中間層(Z11 階の柱頭) にヒンジが生じた場合の仮想仕事法による反曲点高さ

Z1 階の柱脚にヒンジが発生する場合の外力によるモーメントは、

$$\text{外力 } M = q_{11}H_{11} + q_{10}H_{10} + \dots + q_3H_3 + q_2H_2 + q_1H_1$$

$$= 3.0 \cdot 2.350 + 4.0 \cdot 2.700 + \dots + 11.0 \cdot 2.950 + 12.0 \cdot 3.000 + 13.0 \cdot 2.500 = 245.4 \text{ [kN} \cdot \text{m]}$$

境界梁による抵抗モーメントは、

$$\text{境界梁 } M = gM_{L(Z10)} + gM_{R(Z10)} + gM_{L(Z9)} + gM_{R(Z9)} + \dots + gM_{L(3F)} + gM_{R(3F)} + gM_{L(2F)} + gM_{R(2F)}$$

$$= 474.1 + 474.1 + 815.7 + 815.7 + \dots + 1675.8 + 1675.8 + 1675.8 + 1675.8$$

$$= 22736.3 \text{ [kN} \cdot \text{m]}$$

11F 柱頭位置のヒンジが生じた箇所のモーメントは曲げ終局強度に等しく、

上部柱 $M_T = -1211.0 \text{ [kN} \cdot \text{m]}$ なので、抵抗モーメントの合計は、

$$\text{合計 } M = 3712.1 + 22736.3 - (-1211.0) = 27659.5 \text{ より } m\lambda_1 = 27659.5 / 245.4 = 112.712$$

曲げ終局時のせん断力 $Q_{mu(Z1)}$ は、

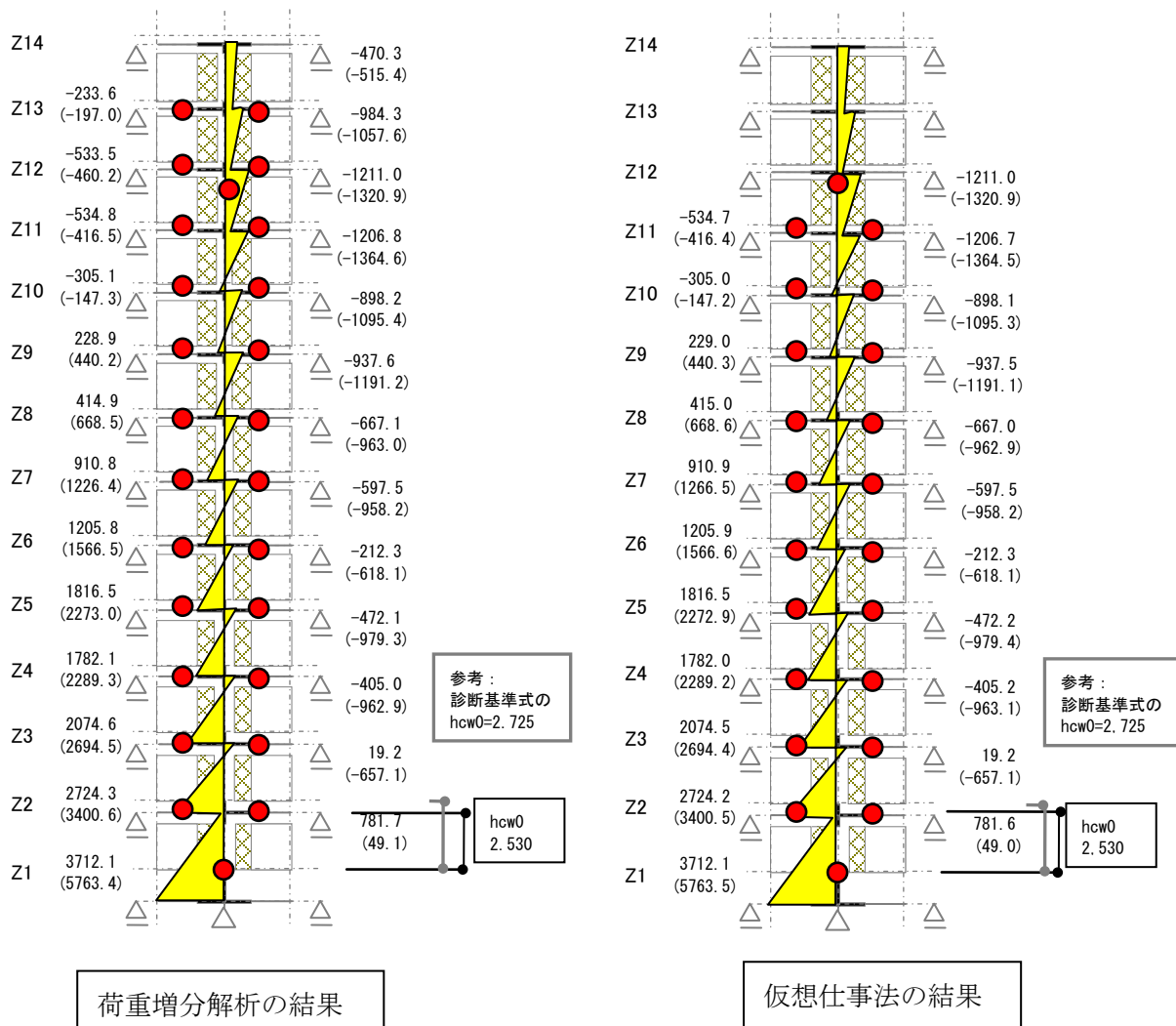
$$Q_{mu(Z1)} = q_1 \cdot m\lambda_1 = 13.000 \cdot 112.712 = 1465.3 \text{ [kN]}$$

なので、反曲点高さ h_{cw0} は

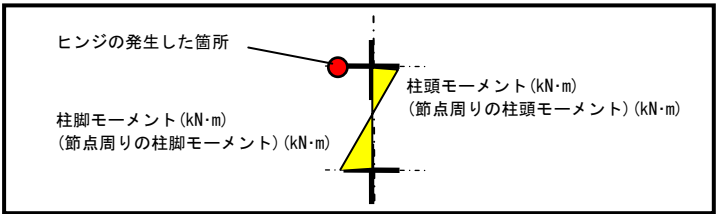
$$h_{cw0} = wM_u / Q_{mu} = 3712.1 / 1465.3 = 2.53 \text{ [m]} \quad (\text{資料 2-1 の表 A2-3 を参照})$$

④ 仮想仕事法による計算結果と増分解析法による計算結果の比較

③の計算結果からの再び各層のモーメントを確認すると増分解析による計算結果と一致する。



凡例



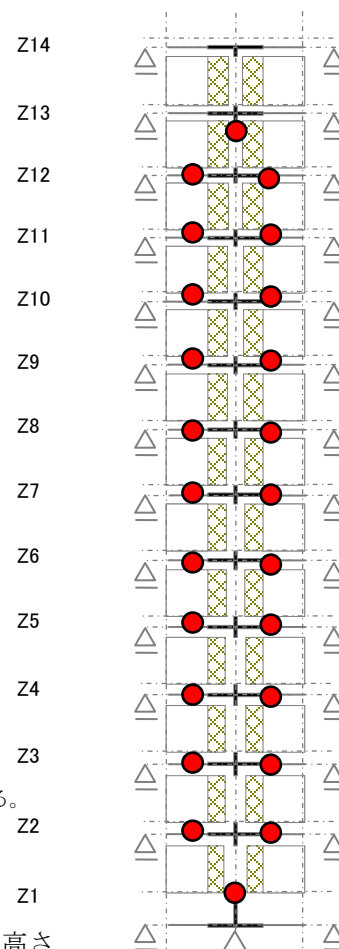
【参考】 Z12 階の柱頭にヒンジが生じた場合

表 2-4. 中間層 (Z12 階) にヒンジが生じた場合の外力および境界梁等の諸元

階名	Pi	qi	Hi	gMLi	gMRi
Z14	1.0				
Z13	1.0	1.0			
Z12	1.0	2.0	2.325*2		
Z11	1.0	3.0	2.675	474.1	474.1
Z10	1.0	4.0	2.700	474.1	474.1
Z9	1.0	5.0	2.725	815.7	815.7
Z8	1.0	6.0	2.750	815.7	815.7
Z7	1.0	7.0	2.775	1092.3	1092.3
Z6	1.0	8.0	2.800	1092.3	1092.3
Z5	1.0	9.0	2.850	1626.2	1626.2
Z4	1.0	10.0	2.900	1626.2	1626.2
Z3	1.0	11.0	2.950	1675.8	1675.8
Z2	1.0	12.0	3.000	1675.8	1675.8
Z1		13.0	2.500*1		

*1 検討階は危険断面位置になるので柱脚剛域長(1.2m)の分だけ引いている。

*2 中間層のヒンジ発生箇所は危険断面位置になるので剛域長(0.325m)の分だけ引いている。



③ 中間層(Z12 階の柱頭)にヒンジが生じた場合の仮想仕事法による反曲点高さ

Z1 階の柱脚にヒンジが発生する場合の外力によるモーメントは、

$$\text{外力 } M = q_{12}H_{12} + q_{11}H_{11} + \dots + q_3H_3 + q_2H_2 + q_1H_1$$

$$= 2.0 \cdot 2.325 + 3.0 \cdot 2.675 + \dots + 11.0 \cdot 2.950 + 12.0 \cdot 3.000 + 13.0 \cdot 2.500 = 251.025 [\text{kN} \cdot \text{m}]$$

境界梁による抵抗モーメントは、

$$\text{境界梁 } M = gML(Z11) + gMR(Z11) + gML(Z10) + gMR(Z10) + \dots + gML(3F) + gMR(3F) + gML(2F) + gMR(2F)$$

$$= 474.1 + 474.1 + 474.1 + 474.1 + \dots + 1675.8 + 1675.8 + 1675.8 + 1675.8$$

$$= 23597.1 [\text{kN} \cdot \text{m}]$$

11F 柱頭位置のヒンジが生じた箇所のモーメントは曲げ終局強度に等しく、

上部柱 $M_T = -1127.7 [\text{kN} \cdot \text{m}]$ なので、抵抗モーメントの合計は、

$$\text{合計 } M = 3712.1 + 23597.1 - (-1127.7) = 28436.9 \text{ より } m \lambda_1 = 28436.9 / 251.025 = 113.283$$

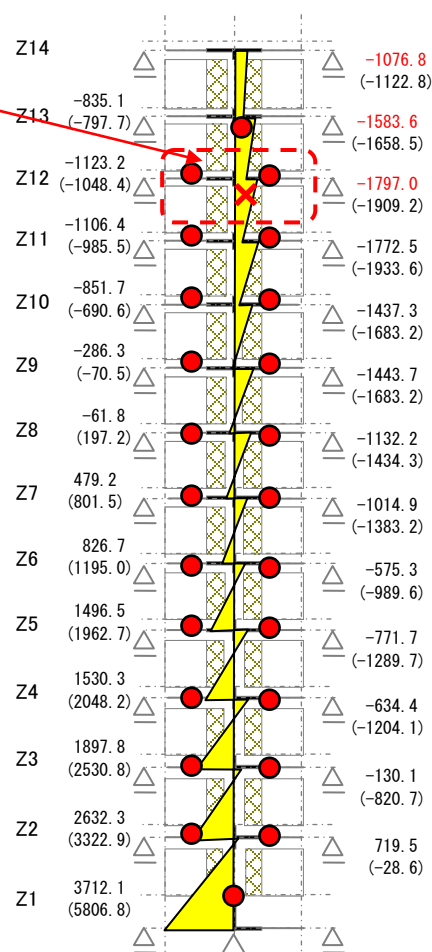
曲げ終局時のせん断力 $Q_{mu(Z1)}$ は、

$$Q_{mu(Z1)} = q_1 \cdot m \lambda_1 = 13.000 \cdot 113.283 = 1472.7 [\text{kN}]$$

各層のモーメントは②と同様に求めると以下の通りになり、Z11 階の柱頭でモーメントが曲げ終局強度を超えてしまっている。

表 2-5. 袖壁付き柱の曲げ終局強度と各階の終局時モーメント、節点モーメント

階名	wMu	wMu'	wM(iT) wM(iB)	wMn(iT) wMn(iB)
Z14				
Z13	1024.4	-1024.4	-279.6	-279.7
	1024.4	-1024.4	-41.7	-41.6
Z12	1127.7	-1127.7	-1127.7	-1201.4
	1127.7	-1127.7	-674.6	-674.5
Z11	1211.0	-1211.0	-1351.3	-1461.7
	1211.0	-1211.0	-671.6	-671.5
Z10	1425.3	-1425.3	-1342.1	-1500.7
	1425.3	-1425.3	-435.9	-435.8
Z9	1607.2	-1607.2	-1027.2	-1225.4
	1607.2	-1607.2	105.7	105.8
Z8	1668.3	-1668.3	-1058.5	-1313.4
	1668.3	-1668.3	300.9	301.0
Z7	1973.7	-1973.7	-778.4	-1075.7
	1973.7	-1973.7	807.6	807.0
Z6	2107.1	-2107.1	-697.4	-1059.9
	2107.1	-2107.1	1115.1	1115.3
Z5	2350.4	-2350.4	-299.2	-707.0
	2350.4	-2350.4	1739.9	1740.1
Z4	2715.4	-2715.4	-543.9	-1053.7
	2715.4	-2715.4	1721.8	1722.0
Z3	2770.0	-2770.0	-460.0	-1020.8
	2770.0	-2770.0	2032.1	2032.4
Z2	2812.4	-2812.4	-16.6	-696.3
	2812.4	-2812.4	2702.2	2702.5
Z1	3712.1	-3712.1	766.8	30.4
	3712.1	-3712.1	3712.1	3712.8



各階のモーメント

【資料 2-1】 計算書の出力 (袖壁付き柱の反曲点高さの詳細出力)

10.3 袖壁付き柱の反曲点高さの詳細出力

- P_i : 層に作用する外力の分布係数
 q_i : 層せん断力分布係数
 h_i : 構造用階高 (m)
 d_h : 構造心から危険断面位置までの距離 (m)
 外力 $M = \sum (q_i \cdot h_i)$: 危険断面位置の外力によるモーメント (kN・m)
 gML : 左側の梁の終局時節点モーメント (kN・m)
 gMR : 右側の梁の終局時節点モーメント (kN・m)
 wMu : 袖壁付き柱の曲げ終局強度 (kN・m)
 wMu' : 袖壁付き柱が負曲げを受ける場合の曲げ終局強度 (kN・m)
 wM : 袖壁付き柱の危険断面位置の終局時のモーメント (kN・m) *1
 wMT : 両端にヒンジができる場合の袖壁付き柱の危険断面位置の終局時のモーメント (kN・m) *1

 cMu : 上部柱の曲げ終局強度 (kN・m)
 cM : 上部柱の終局時節点モーメント (kN・m)
 $cQ_{max} = m\lambda * 上部 q_i$
 $cM' = ck * cM$
 cQ : 上部柱の終局時せん断力 (kN)
 上部 q_i : 上部柱の層せん断力分布係数
 $ck = cQ_{max}/cQ \leq 1.0$
 $cQ' = ck * cQ$

 境界梁 M : 境界梁による抵抗モーメント (kN・m)
 合計 $M = wMu + 境界梁 M - 上部 M$
 上部柱 Q : 上部部材によるせん断力 (kN) *2
 Q_{mu} : 曲げ終局時に袖壁付き柱に作用するせん断力 (kN)
 上端柱 MT : 連層袖壁付き柱の上端部材にヒンジが生じた時点の転倒モーメント (kN・m)
 外力 MT : 外力によるモーメントで、最上層は危険断面位置に外力が作用するものとして求めた値 (kN・m)
 上部柱 M : 上部部材による転倒モーメント (kN・m) *2
 $m\lambda$: 曲げ終局時の荷重係数 (kN)

*1 wM, wMT が曲げ終局強度に達した場合には#を、超えた場合には##を記す。(加力方向側が引張となる場合が正)
 *2 q_i 分布により上部柱の応力を低減した場合には*を記す。

表 A2-1

X3 フレーム Z1 B 軸柱		---->> 左加力時										
壁架構の諸元と終局時のモーメント												
階名	部位	P_i	q_i	h_i	d_h	外力 M	gML	gMR	wMu	wMu'	wM	wMT
Z13	柱頭	1.000			0.400	0.4	561.4	561.4	1024.4	-1024.4	-1076.8##	----
	柱脚		1.000	2.825	0.325	2.5			1024.4	-1024.4	-835.1	----
Z12	柱頭	1.000			0.325	3.5	430.4	430.4	1127.7	-1127.7	-1583.6##	----
	柱脚		2.000	2.650	0.325	7.5			1127.7	-1127.7	-1123.2	----
Z11	柱頭	1.000			0.325	9.1	430.4	430.4	1211.0	-1211.0	-1797.0##	-1211.0#
	柱脚		3.000	2.675	0.350	15.1			1211.0	-1211.0	-1106.4	-534.7
Z10	柱頭	1.000			0.350	17.5	474.1	474.1	1425.3	-1425.3	-1772.5##	-1206.7
	柱脚		4.000	2.700	0.350	25.6			1425.3	-1425.3	-851.7	-305.0
Z9	柱頭	1.000			0.350	28.7	474.1	474.1	1607.2	-1607.2	-1437.3	-898.1
	柱脚		5.000	2.725	0.375	38.7			1607.2	-1607.2	-286.3	229.0
Z8	柱頭	1.000			0.375	42.8	815.7	815.7	1668.3	-1668.3	-1443.0	-937.5
	柱脚		6.000	2.750	0.375	54.8			1668.3	-1668.3	-61.8	415.0
Z7	柱頭	1.000			0.375	59.7	815.7	815.7	1973.7	-1973.7	-1132.2	-667.0
	柱脚		7.000	2.775	0.400	73.7			1973.7	-1973.7	479.2	910.9
Z6	柱頭	1.000			0.400	79.7	1092.3	1092.3	2107.1	-2107.1	-1014.9	-597.5
	柱脚		8.000	2.800	0.400	95.7			2107.1	-2107.1	826.7	1205.9
Z5	柱頭	1.000			0.400	102.5	1092.3	1092.3	2350.4	-2350.4	-575.3	-212.3
	柱脚		9.000	2.850	0.450	120.5			2350.4	-2350.4	1496.5	1816.5
Z4	柱頭	1.000			0.450	129.1	1626.2	1626.2	2715.0	-2715.0	-771.7	-472.2
	柱脚		10.000	2.900	0.450	149.0			2715.0	-2715.0	1530.3	1782.0
Z3	柱頭	1.000			0.450	158.5	1626.2	1626.2	2770.0	-2770.0	-634.4	-405.2
	柱脚		11.000	2.950	0.500	180.5			2770.0	-2770.0	1897.8	2074.5
Z2	柱頭	1.000			0.500	192.0	1675.8	1675.8	2812.4	-2812.4	-130.1	19.2
	柱脚		12.000	3.000	0.500	216.0			2812.4	-2812.4	2632.3	2724.2
Z1	柱頭	1.000			0.500	228.5	1675.8	1675.8	3712.1	-3712.1	719.5	781.6
	柱脚		13.000	3.900	1.400	254.5			3712.1	-3712.1	3712.1#	3712.1#

曲げ終局時のせん断力と反曲点高さ

階名	部位	wMu	境界梁 M	上部柱 M	計 M	外力 M	mλ	qi	上部柱 Q	Qmu	hcw0
	柱頭	3712.1	25580.7	0.0	29292.8	228.5	128.196				
Z1	柱脚	3712.1	25580.7	0.0	29292.8	254.5	115.100*	13.000	0.0	1496.3	2.48

表 A2-2

曲げ終局時のせん断力と反曲点高さ(両端曲げ)

階名	部位	wMu	境界梁 M	上端柱 MT	合計 M	外力 MT	mλ	qi	Qmu	hcw0
	柱頭	3712.1	22736.3	-1211.0	27659.5	219.4				
Z1	柱脚	3712.1	22736.3	-1211.0	27659.5	245.4	112.712*	13.000	1465.3	2.53

表 A2-3

【資料 2-2】増分解法による計算結果

