

曲線 PC 斜張橋の構造合理性の研究

(株)アンジェロセック 正会員 ○ 緒方純二
 九州大学大学院工学研究院 正会員 工博 大塚久哲
 九州大学大学院工学研究院 ハー トゥアン ゴク

1. はじめに

国内外において主桁に平面曲線を有するプレストレストコンクリート斜張橋 (以下、PC斜張橋) の実績は非常に少なく、PC 曲線斜張橋に着目し構造合理性を論じた文献は国内ではほとんど見当たらない。特に、PC 曲線斜張橋では、死荷重状態で如何にバランスの取れた構造を作り出すことが出来るかが、構造合理性に繋がると考えられる。

そこで、筆者らは曲線PC斜張橋ゆえに発生する主塔支点部の水平力と主桁面外の曲げモーメントを、簡易な計算で予測し、主塔を傾斜させる構造 (以下、傾斜主塔) を採用することによりその断面力を制御することを試みた。

本論文では、曲線PC斜張橋を計画する上で、設計者が傾斜主塔を採用することにより発生断面力を制御する手法を提案する。また、支間300mの傾斜主塔を有するPC斜張橋の構造合理性の検討を、クリープ挙動、活荷重挙動、地震時挙動などを検証することにより行った。

2. 検討モデルの概要

検討に際し使用した橋梁の概要を下図に示す。

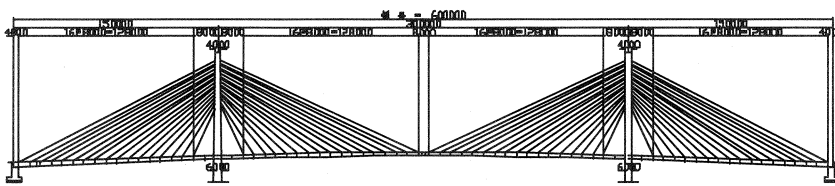


図 - 1 側面図

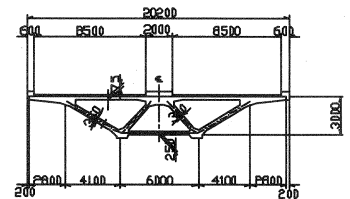
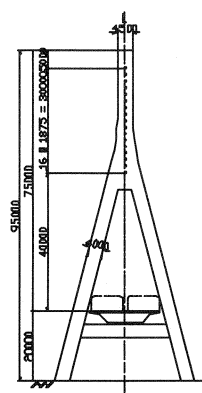


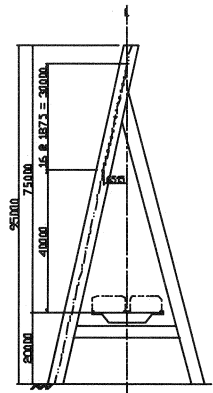
図 - 2 主桁断面図

- 形式 : 3 径間連続 PC 斜張橋 (1 面吊)
- 橋長 : 600.00m
- 支間 : 150.00m+300.00m+150.00m
- 有効幅員 : 19.00m
- 桁高 : 3.00m
- 主桁平面曲線半径 : R=1000m
- 主塔高 : 75.0m (橋面より)
- 主塔形状 : 鉛直主塔 (図 - 3 参照)
傾斜主塔 (図 - 4 参照)



曲線内側 曲線外側

図 - 3 鉛直主塔



曲線内側 曲線外側

図 - 4 傾斜主塔

3. PC 曲線斜張橋の挙動

3.1 PC 曲線斜張橋の挙動

3.1.1 支点部水平力と主桁面外曲げモーメント

主桁に平面曲線を有する斜張橋の場合、主桁重心と斜材定着点が偏心するため、主桁と主塔の結合部に図-5に示す様な水平力が発生する。

また、主桁の軸線と斜材張力の平面方向の偏心により、主桁には面外曲げモーメントが発生する。

このようにこの水平力と面外曲げモーメントは斜材定着位置に依存する断面力である。

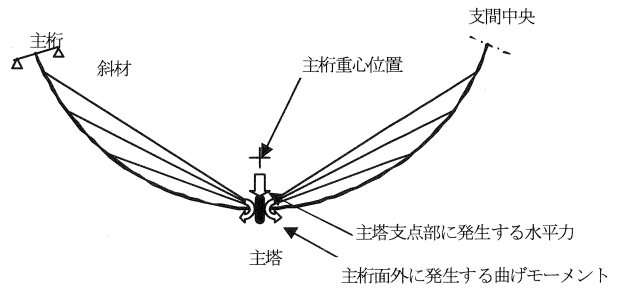


図-5 曲線斜張橋の断面力

今回検討に採用した支間長 300m (国内での実績

はない)のPC斜張橋においては、地震時の主桁面外曲げモーメントがクリティカルになることが予想され、主塔支点部にダンパー等を設置し地震時エネルギーを吸収させることが必要となる。恒常的に水平力が発生する状態下でのエネルギー吸収装置は現時点ではストッパーなどの副次的な装置を必要とするが、設置されるストッパーは活荷重、風荷重および L1 地震にその機能を発揮し、L2 地震ではエネルギー吸収装置の機能を阻害しないような構造が必要となり、その対処には多くの費用を要することになる。

3.1.2 クリープ挙動

この曲線斜張橋特有の問題は、PC 斜張橋においては面外方向へのクリープ変位を発生させ、主桁施工時に3次元的な上げ越し管理が必要となる。

また、上げ越し管理は最終線形を見越して主桁製作位置を決定していくため、主桁閉合直後からクリープ終了時までには徐々に道路平面線形が変化することになる。クリープの影響については「施工段階の材令等を考慮した3次元橋梁設計プログラム」にて解析を行う。

3.2 主桁平面線形と主桁および支点部に発生する断面力の関係

一般に、PC斜張橋の斜材張力は、各斜材間の主桁、橋面による死荷重を支持するように設定される。斜材張力により斜材定着間の死荷重を吊り上げることで、主桁完成直後の状態を斜材により弾性的に支持された連続桁状態とし、クリープによる主桁鉛直方向の変形を最小限にすることが可能である。

上記のごとく、PC斜張橋の斜材張力は死荷重の釣り合い状態に着目し、斜材定着間の死荷重鉛直力に釣り合うように決定される。よって、この死荷重状態の釣り合いに着目すれば完成直後の支点部水平力と主桁面外曲げモーメントを推定することが可能となる。

以上のことから、主桁が R の曲率半径を持つ場合、主桁、主塔、斜材張力の死荷重時釣り合い (図-6参照)から、水平力と面外曲げモーメントを求めると以下のようなになる。

主桁側定着部 X 座標 : X_G

主桁側定着部 Y 座標 : $Y_G = X^2 / 2R$

主塔側定着部 Z 座標 : Z_P

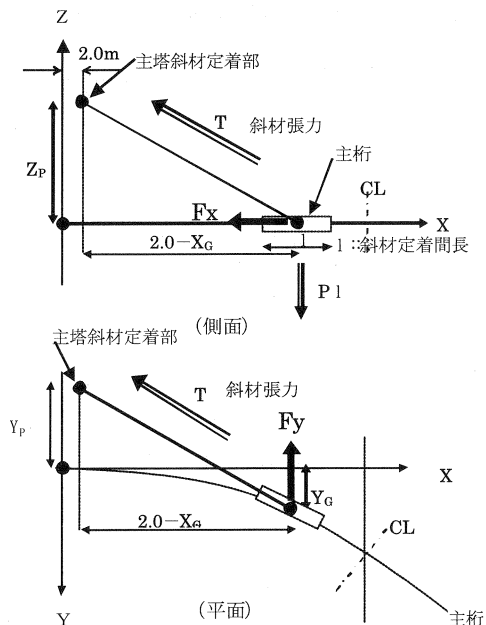


図-6 死荷重時の釣り合い

主塔側定着部 Y 座標 : Y_P

とすると各斜材位置で発生する X 方向、Y 方向力は、

$$F_X = (2.0 - X_G) \times P/l / Z_P$$

$$F_Y = (Y_G - Y_P) \times P/l / Z_P$$

ここで、主塔の構造軸線から 2.0m は離れた位置に主塔側斜材定着点を設けている。

P : 主桁および橋面荷重の単位 m 当たりの重量

l : 主桁側斜材定着間距離

主塔位置 (主塔支分部) での主桁軸力

$$\Sigma F_X = \Sigma (2.0 - X_G) \times P/l / Z_P$$

主塔位置 (主塔支分部) での水平力

$$\Sigma F_Y = \Sigma (Y_G - Y_P) \times P/l / Z_P$$

主桁上の各斜材定着位置で発生する面外曲げモーメントは、

最上段斜材定着位置 : $M_1 = 0$

2 段目斜材定着位置 : $M_2 = M_1 - F_{X1} \times (Y_{G1} - Y_{G2}) + F_{Y1} \times (X_{G1} - X_{G2})$

最下段 (17 段目) 斜材定着位置 : $M_{17} = M_{16} - F_{X16} \times (Y_{G16} - Y_{G17}) + F_{Y16} \times (X_{G16} - X_{G17})$

主塔位置 (主塔支分部) : $M_{(0)} = M_{17} - F_{X17} \times (Y_{G17} - Y_{G(0)}) + F_{Y17} \times (X_{G17} - X_{G(0)})$

以上のように完成直後の支分部での水平力と主桁の面外曲げモーメントを推定することができる。

この関係式から主桁曲率半径 $R=1000m$ の鉛直主塔ケース (図 - 3 参照) では右表のごとく主塔位置に水平力 $H=7.77MN$ 、13 段目斜材定着位置に最大主桁面外曲げモーメント $M=96.76MN \cdot m$ が発生することを予測計算することができる。

表 - 1 鉛直主塔ケースの発生断面力推定値

斜材番号	XG (m)	YG (m)	ZP (m)	YP (m)	Fx (MN)	Fy (MN)	主桁軸力 (MN)	水平力 (MN)	面外曲げモーメント (MN-m)
1	146.000	10.658	70.000	0.000	-7.07	-0.52	-7.07	-0.52	0.00
2	138.000	9.322	68.125	0.000	-6.87	-0.47	-13.95	-0.99	3.31
3	130.000	8.450	66.250	0.000	-6.66	-0.43	-20.60	-1.42	10.93
4	122.000	7.442	64.375	0.000	-6.43	-0.39	-27.03	-1.82	20.31
5	114.000	6.498	62.500	0.000	-6.18	-0.35	-33.22	-2.17	31.31
6	106.000	5.618	60.625	0.000	-5.93	-0.31	-39.15	-2.48	43.18
7	98.000	4.802	58.750	0.000	-5.66	-0.28	-44.81	-2.76	55.28
8	90.000	4.050	56.875	0.000	-5.37	-0.24	-50.12	-3.03	66.90
9	82.000	3.362	55.000	0.000	-5.06	-0.21	-55.23	-3.21	77.41
10	74.000	2.738	53.125	0.000	-4.72	-0.17	-59.98	-3.38	86.20
11	66.000	2.178	51.250	0.000	-4.37	-0.14	-64.32	-3.53	92.71
12	58.000	1.682	49.375	0.000	-3.98	-0.12	-68.31	-3.64	96.40
13	50.000	1.250	47.500	0.000	-3.57	-0.09	-71.88	-3.73	96.76
14	42.000	0.882	45.625	0.000	-3.12	-0.07	-75.00	-3.80	93.36
15	34.000	0.578	43.750	0.000	-2.56	-0.04	-77.64	-3.84	85.77
16	26.000	0.338	41.875	0.000	-2.11	-0.03	-79.74	-3.87	73.67
17	18.000	0.162	40.000	0.000	-1.53	-0.01	-81.27	-3.88	56.74
主塔位置	0.000	0.000	0.000	0.000				-7.77	最大曲げモーメント: 96.76

3.3 主塔側斜材定着配置と断面力の関係

3.2 に示した関係式を利用して、完成直後の主塔支分部に発生する水平力をゼロ (3.2 の鉛直主塔ケースでは死荷重時における水平力は $H=7.77MN$) にする斜材配置を検討する。図 - 7 は主塔側斜材を橋梁中心から橋軸直角方向に偏心定着させ水平力を死荷重の釣り合いにおいてゼロとする主塔形状をケーススタディした結果である。この項では、橋梁計画のための最適な構造形状を得るために完成直後の死荷重断面力に着目している。クリープの影響については、次項以降の「施工段階の材令等を考慮した 3 次元橋梁設計プログラム」により解析しその影響を検証する。

水平力は斜材定着重心位置と主桁自重重心位置を一致させることによりゼロとすることが出来る。一方、主桁面外に発生する曲げモーメントは主塔の傾斜角度を小さく (最下段の定着偏心量 YP_{17} を小さく) するほど増大することになる。(図 - 8 参照 図 - 8 は最上段偏心 1.0m のケースを除いて YP_{17} の偏心を 0.000 m から 2 m ピッチで水平力がゼロになるまで計算したものをプロットしている。)

双方の断面力をゼロにするには主塔の傾斜角を水平に近づける必要があり、施工性、景観の面で好ましい形状とはいえない。主桁の耐力と全体の構造性から最適な傾斜形状を選択することが必要となる。

以下の項では、本検討に用いた橋梁モデルの主桁面外曲げ耐力 (設計荷重時) が主塔位置で $230MN \cdot m$

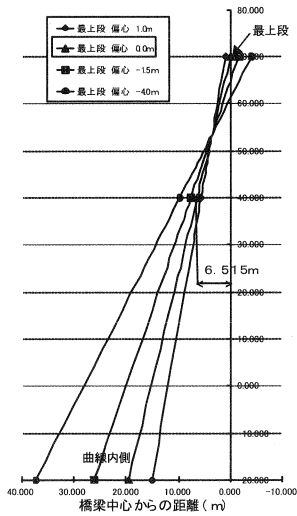


図-7 水平力が H=0 MN の主塔の傾

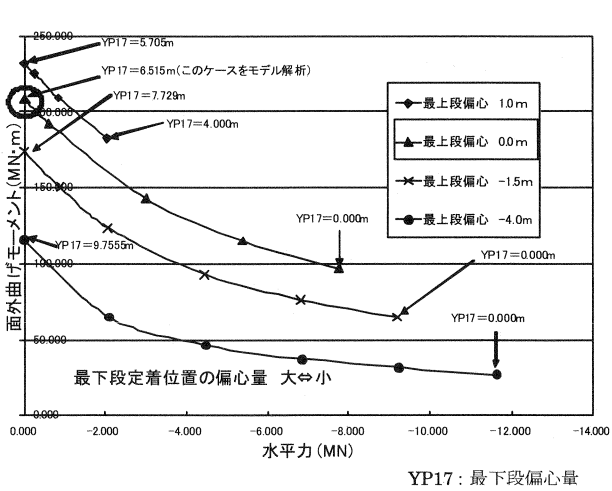


図-8 斜材定着位置と断面力の関係

であるため景観上違和感の少ない“斜材定着最上段位置 0m、最下段位置 6.515m”とした傾斜主塔を選択し、施工段階の材令等を考慮した3次元橋梁設計プログラムを用いて推定値の検証とクリープ挙動および活荷重挙動について検討を行った。

また、地震時挙動においても検討を行い強地震地帯である日本におけるの曲線 PC 斜張橋の適合性を検討する。

4. 推定値の検証とクリープ挙動

4.1 主桁

解析のモデルは“2. 検討モデルの概要”に示す「鉛直主塔」と「傾斜主塔」の2ケースである。傾斜主塔は、前項 3.3 で“斜材定着最上段位置 0 m、最下段位置 6.515m”を選択し、その他の条件は両ケースとも共通である。解析は施工段階の材令等を考慮した3次元橋梁設計プログラムを用いて行った。

鉛直主塔と傾斜主塔の主桁面外曲げモーメント図を図-9 に示す。鉛直主塔で推定した曲げモーメントは3次元プログラムの結果と一致している。完成後のクリープによる断面力の移行はあるが、死荷重の釣り合いから求めた断面力は、主塔の傾斜形状を検討するのに十分利用できるものであるといえる。

また、主塔支点部に発生する水平力をゼロにする傾斜主塔の主桁面外曲げモーメントは今回選択した傾斜主塔ケースでは最大約 200 MN・m である。本モデルは主桁の設計耐力が 230 MN・m であることを考慮して景観上の理由から選択した傾斜主塔形状であり、この値も推定値と一致している。

鉛直主塔と傾斜主塔のケースとでは、主桁面外曲げモーメントの最大値の発生位置は異なっている。主塔部

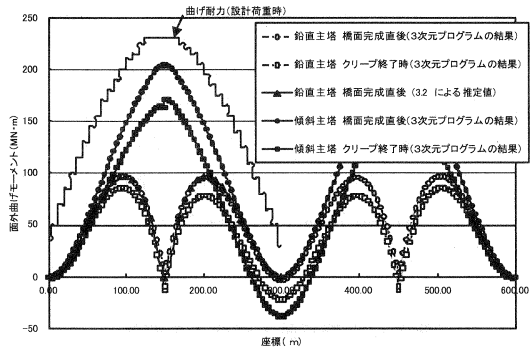


図-9 主桁面外曲げモーメント比較

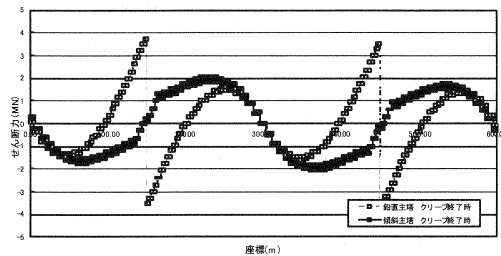


図-10 主桁面外せん断力比較

付近の主桁軸力を考慮すれば、主塔部付近の最大曲げモーメントというよりは、支間の1/4点付近および支間中央の曲げ耐力がクリティカルになる傾向にあることに注意して制御する目標値を決定するのが良いと考えられる。

本検討の傾斜主塔の主桁面外方向へのクリープ変位は橋面完成後2cm程度(平均材令150日で解析)である。鉛直主塔に(約5mm)比較すると大きい値ではあるが、完成後の道路線形に与える影響は小さく主桁架設に関しても十分対応可能なほど小さな変位と考えられる。

ただし、クリープ変位については曲線半径、橋長さらにコンクリート材令等の諸条件によって異なってくる。クリープ変形による道路線形への影響は概ね小さいと考えられるが、架設時の3次元方向への上げ越し対応を考慮すれば、場合によっては、クリープ変形を

パラメータに斜材配置形状を選択することも考えられる。この変形を制御すれば、曲線PC斜張橋も直線PC斜張橋と同様の施工管理の下に架設できるのである。

表 - 2 支点部水平力比較表

	推定値(MN)	解析結果(MN)	
		橋面完成直後	クリープ終了時
鉛直主塔	7.8	7.6	7.5
傾斜主塔	0.0	0.0	0.3

図-10には、主桁面外方向のせん断力図を示すが、このせん断力図からも支点部付近のせん断力の連続性から傾斜主塔ケースでは支点部の水平力が小さい値であることが見て取れる。

支点部水平反力の推定値と解析値の比較表を表-2に示す。傾斜主塔ではクリープ終了時で0.3MNの水平力が死荷重時の最大力として働く、コンクリートのクリープ変形により完全な制御は困難であるが、かなり小さな水平力に制御することが可能といえる。地震時断面力の低減のためのエネルギー吸収装置の設置を考慮するうえでも、この断面力を制御することに着目した主塔形状の選択には有利性があると思われる。

主桁に発生するねじりモーメントは図-11に示すように両ケースによる相違は見られない。このねじりモーメントは曲線の影響というよりは幅員方向の活荷重偏載荷によるものである。本モデルは1面吊構造を採用していることもあり、斜材の配置形状が影響を与えるまでに至っていない。

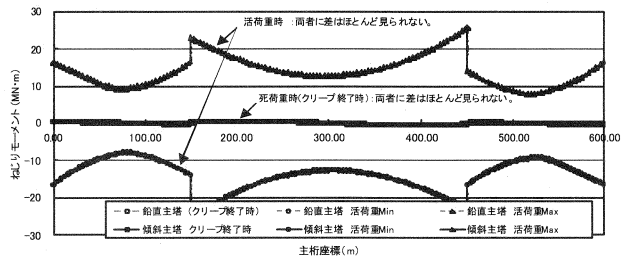


図-11 主桁ねじりモーメント比較

4.2 主塔

主塔に発生する断面力は、曲線の内側と外側の主塔橋脚に断面力差が見られる。軸力而言えば両ケースとも主桁自重重心が主塔内側に位置するために、内側に位置する主塔橋脚が外側に比較して大きな軸力を分担することになる。(図-12参照) いずれのケースにおいても30パーセント程の軸力差が発生している。

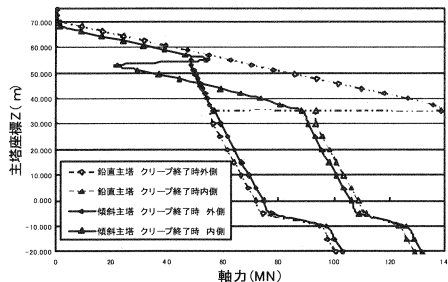


図-12 主塔軸力比較

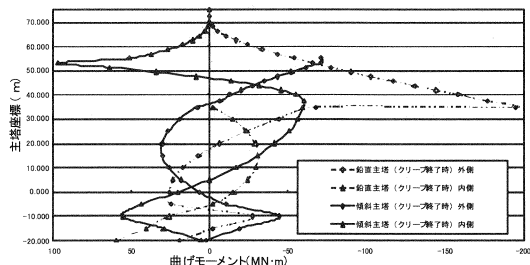


図-13 主塔面外曲げモーメント比較

この傾向から言えば曲線斜張橋においては、独立フーチングと独立基礎を選択し、内・外側の基礎の規模を変えることが合理的な基礎形式であると言える。

主塔に発生する曲げモーメントに関しては、図-13に面外曲げモーメントの比較図を示す。両者に特筆するような断面力レベルの差は見られない。傾斜主塔の面外曲げモーメントは死荷重レベルでは特に問題はない。

5. 耐震特性

ここでは、傾斜主塔における TYPE 1, 2 地震波による主桁面外曲げモーメントを図-14に示す。地震時挙動に関しては、支間 300m の橋梁でもあり、地震時の主桁面外曲げモーメントがクリティカルになると考えられる。解析結果においても主桁側径間において 2000MN・m 超の曲げモーメントが発生している。この曲げモーメントはエネルギー吸収装置の設置により減少させるべき断面力であるが、エネルギー吸収装置の設置においては、本傾斜主塔ケースが支点部に小さな水平力を発生させるのみであることが、ストッパーの設置などの対処工法に大いに効果をもたらす。また、側径間に橋脚を設置することによる制振、免震構造も今後検討する予定である。

傾斜主塔に発生する面外曲げモーメントを図-15に示す。主塔基部にて終局耐力を超えているが、主桁同様にエネルギー吸収装置の設置により、断面力は減少させることが可能であり、曲線斜張橋に傾斜主塔を選択する時の障害とはならないと考えられる。

6. 考察

主桁に曲線を有する PC 斜張橋について、死荷重時の釣り合いに着目し、直線主桁では発生しない支点部の水平力および主桁面外の曲げモーメントの予測方法を提案することが出来た。また、曲線主桁に対し、傾斜した主塔を組み合わせることで、曲線斜張橋に発生する断面力を制御することが可能であることを提案し、そのクリープ挙動や地震時挙動に関して簡単に報告した。今後は、主塔の施工性、景観性、側径間橋脚の設置などに着目して PC 斜張橋および曲線 PC 斜張橋の最適化の研究を更に進めていく予定である。

構造物は立地条件など多くの諸条件に左右され様々な性能がケースバイケースで要求されるが、設計者が構造物の計画段階からこのような形で構造特性を理解し予測することで、コンセプトを持って計画することができる。

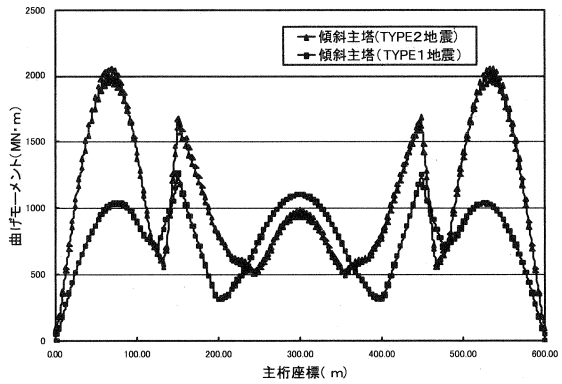


図-14 傾斜主塔 地震時主桁面外曲げモーメント

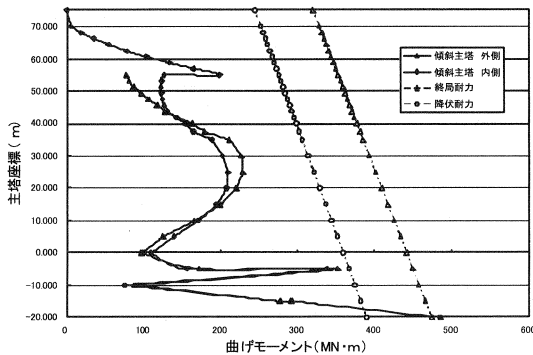


図-15 傾斜主塔 地震時主塔面外曲げモーメント