

(156) 箱桁・複合桁を適用した大偏心外ケーブル PC 桁の試設計

日本大学 工学部 正会員 ○井戸 功誠
 日本大学 大学院 正会員 萩原 直樹
 建設省 関東地方建設局 正会員 大熊 康広
 日本大学 工学部 正会員 山崎 淳

1. はじめに

大偏心外ケーブル PC 桁（PC 自碇式吊橋）について、最適な形状がどのようなものなのか検討している。現在までに、効率的に設計する理論として EL 設計理論を考え（既報[1],[2]）、それに基づき計算された結果は、スパン長の変化により構造諸元・終局強度に影響を及ぼすことは既報[2],[3]で報告した。スパン長の長い場合、耐荷機構は吊橋や斜張橋に近いものとなり、終局強度も十分な強度とはなないことが分かった。より効率的な構造を目指して、桁の軽量化として複合桁を適用すること・供用時の桁の軸圧縮応力を許容応力まで使うこと・高強度材料を使用すること等の検討をしている。

本報告では、EL 設計理論の検討として、桁の軸応力を十分に利用する為の項目を EL 設計理論に取り入れること・全体形状を決める場合に EL 設計理論をどのように組み込むかについて検討する。またその計算方法を用いて箱桁と複合桁（波形鋼板ウェブ桁）について算出し、軽量化についての構造諸元の違いについて検討を行う。

2. 対象構造

表-1 に条件を示し、図-1 に全体構造側面図を示した。構造形式は、大偏心外ケーブル PC 桁の一形状である 3 径間連続 PC 自碇式吊橋とした。主塔上部にはサドルを設け、ケーブルを橋軸方向と平行に定着するため、支承部に偏向部を設けた。主ケーブルは、外ケーブルのみ 2 面吊とし、ハンガーケーブルは桁に垂直に配置するものとした。

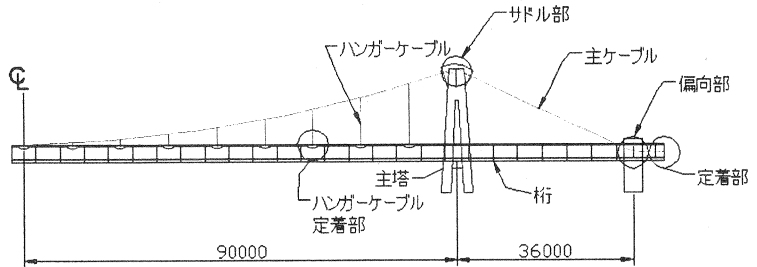


図-1 全体構造側面

図-2 に桁断面図を示した。桁形状を単一箱桁断面とし、等断面とした。上床版は PC 床版とし、橋軸直角方向に PC 鋼線を配置することとした。供用状態での抵抗は、コンクリートとプレストレス力のみで抵抗するものとした。

表-1 設計条件

	箱桁モデル	波形モデル
構造形式	PC自碇式吊橋	
支間長 (m)	36+180+36	
幅員 (m)	10	
橋格	B 活荷重	
桁形状	単一箱桁断面	
ウェブ形状	コンクリートウェブ	波形鋼板ウェブ

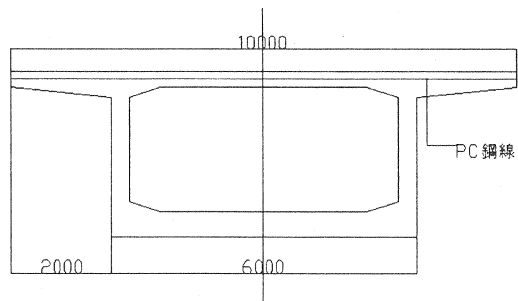


図-2 桁断面図

3. 試設計方法

EL 設計理論をベースに、床版設計・ハンガーケーブル・せん断検討・主塔の設計という項目を加えて検討した。曲げモーメント・せん断力に対する桁の抵抗は、コンクリートとプレストレス力により抵抗する。よって計算上鉄筋は考慮せず、最小鉄筋量を配置することとした。

3-1 EL 設計理論について

EL 設計理論は供用状態での設計理論である。一つの限界状態として、活荷重によるたわみが必ずたわみ制限に達するようにすることで、構造諸元が求まる。

今までは、ロードバランス(桁に曲げによる応力が発生していない状態)時の桁の圧縮応力度を許容応力の $1/2$ としていたが、変動応力が小さい場合、桁応力に余裕があるため、最大荷重作用時の応力が許容応力度となるようにした。

EL 設計理論に含まれているその他の条件を以下にまとめる。

- (1)道路橋の活荷重 L に対するたわみをスパン長の $1/1000$ とする。(活荷重 L の $1/2$ に対しては $1/2000$)
- (2)死荷重 D と活荷重 L の $1/2$ に対して、ロードバランス状態とする。
- (3)ロードバランスから活荷重による桁の応力変動は、曲げ応力度とケーブル張力変動による軸応力との合計とし、初期導入応力との和が許容圧縮応力度を超えないようにする。
- (4)設計活荷重は、曲げモーメント算出にあたり道路橋示方書の B 活荷重に匹敵する等分布荷重を設定して 35kN/m とした。
- (5)ケーブルは変形後も 2 次放物線を維持するものとし、桁とはスパン中央でたわみを共有する。

3-2 計算方法

図-3 に計算フロー図を示した。フロー図にしたがって説明を加える。また、箱桁モデルを数値例として記載する。EL 設計理論の範囲は④~⑩である。

① 条件設定

表-1 設計条件, 表-2 材料条件のように条件を決める。

② 桁ウェブの仮定

桁ウェブの仮定をする。箱桁の場合はウェブ厚を、波形鋼板ウェブの場合は厚さや波形形状を仮定する。

今回は、繰り返し計算の結果、 365mm となった。

③ 床版の設計

床版の設計を、道路橋示方書¹⁾に基づいて行った。上床版には橋軸直角方向に PC 鋼材を配置した。下床版は、上床版の断面積とほぼ一致するように厚さを決定した。計算の結果、上床版厚を 300mm 、下床版厚 500mm とした。

④ 導入軸力の仮定

EL 設計理論に追加した項目である。今までは、軸応力が許容応力度の $1/2$ の 5MPa と一定にしていたが、繰り返し計算の結果 7MPa とした。

表-2 材料条件

コンクリート	
圧縮許容応力度 $\sigma_c(\text{MPa})$	10
平均せん断応力度 $\tau(\text{MPa})$	4.5
弾性係数 $E_c(\text{kN/mm}^2)$	28
鉄筋(SD295)	
許容応力度 $\sigma_s(\text{MPa})$	180
弾性係数 $E_s(\text{kN/mm}^2)$	210
PC 鋼材	
引張強度 $f_{\text{pud}}(\text{MPa})$	1900
許容引張応力度 $0.6f_{\text{pud}}(\text{MPa})$	1140
弾性係数 $E_p(\text{kN/mm}^2)$	200
公称直径 $(\text{cm}/1 \text{本})$	1.52
公称断面積 $(\text{cm}^2/1 \text{本})$	1.387
鋼板(SM490)	
剪断許容応力度 $\sigma_s(\text{MPa})$	105

⑤ 桁高の仮定

桁高を仮定する。目安として、最大桁高さ(たわみ制限と、軸変動可能応力(許容応力-④導入軸力の仮定)より計算)を計算し、それ以下の範囲で桁高を仮定する。繰り返し計算の結果、3450mmとなった。

⑥ 断面諸元

②~⑤より断面形状が決定する。断面積 A ・断面二次モーメント I ・単位桁重量 W_D を計算する。計算の結果 $A=8.575m^2$, $I=16.20m^4$, $W_D=214.4kN/m$ となった。

⑦ ロードバランス時の計算

ロードバランス状態での力の釣合い関係は、設計荷重(死荷重 D +活荷重 $L/2$)に対し、ケーブルの上向き力によって抵抗する。④よりロードバランス時のケーブル張力 F がわかり、その張力 F により発生する上向き力と荷重が一致するようにケーブルサグ B を決定する。ここでは、ケーブルサグ 15700mmとなった。

⑧ ケーブルのたわみとひずみの関係

ロードバランスからの活荷重の変動(活荷重 $L/2$)によるたわみが、たわみ制限(スパン長の $1/2000$)となった時に発生するケーブルのひずみ量を計算する。この状態の応力が $0.6 f_{pud}$ となるようにケーブル本数を決定する。1面 171本とした。

⑨ ケーブルの張力増加による上向き力の増分

ケーブルのたわみ量とひずみ量より、活荷重によるケーブルの上向き力の増分が計算できる。(ケーブル分担荷重)

⑩ 桁の耐荷荷重

活荷重によりスパン中央で発生するたわみが、たわみ制限となるのに必要な荷重を計算する。(桁分担荷重)

⑪ 耐荷荷重と活荷重の一致

⑨ケーブル分担荷重と⑩桁分担荷重の和が、活荷重と等しくなるかをチェックする。条件を満足しない場合、⑤桁高仮定に戻る。

⑫ 曲げ応力のチェック

変形後の桁の最大応力が許容応力度となっているかチェックする。なっていない場合は、④導入軸力の仮定に戻る。最大軸応力 $9.95MPa$ でほぼ一致した。

⑬ 軸方向鉄筋の検討

今回は、最小鉄筋量を入れた。

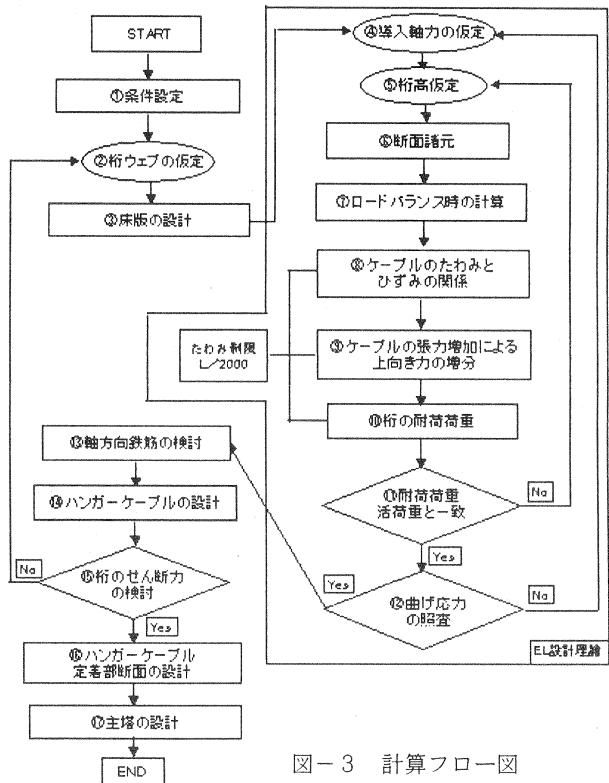


図-3 計算フロー図

⑭ ハンガーケーブルの設計

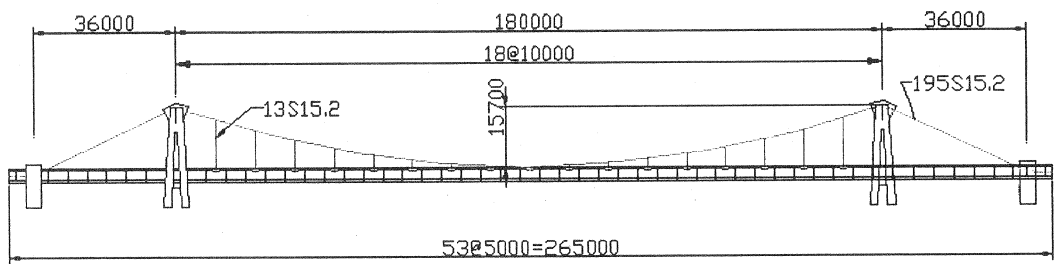
最大荷重作用時の検討によりハンガーケーブルの間隔と必要な本数を決定した。10m 間隔、13本となった。

⑮ 桁のせん断力の検討

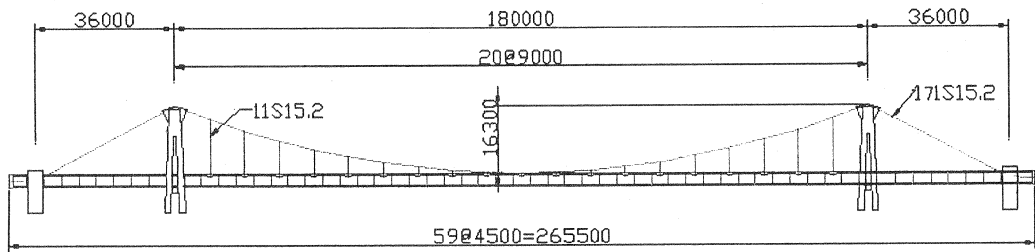
道路橋示方書^[1]に基づいて検討した。ウェブ厚 365mm がコンクリートのみで抵抗できるウェブ厚として、妥当であると確認できた。また、波形鋼板ウェブの計算は、複合橋設計施工規準(案)^[2]に基づいて行った。

⑯ 主塔の計算

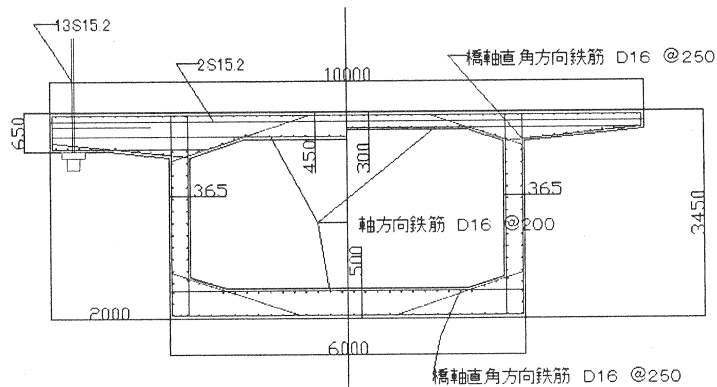
主ケーブルにより主塔に発生する力に対して計算を行った。今回は A 形主塔とした。



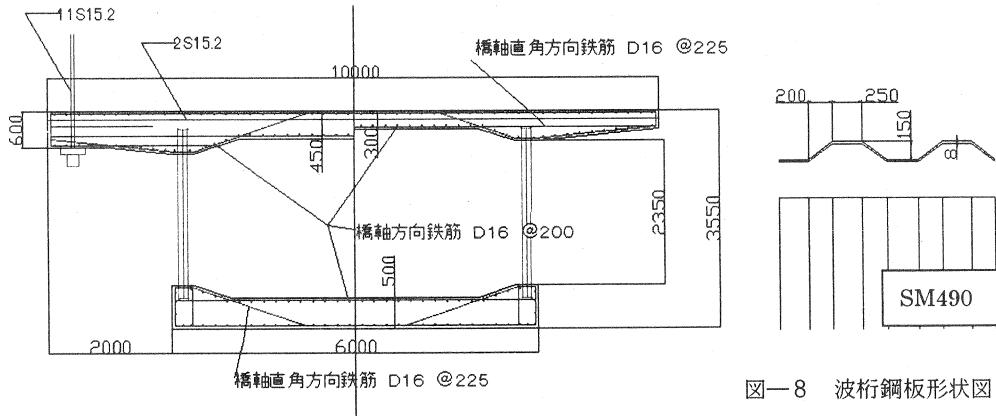
図一4 箱桁モデル側面図



図一5 波形モデル側面図

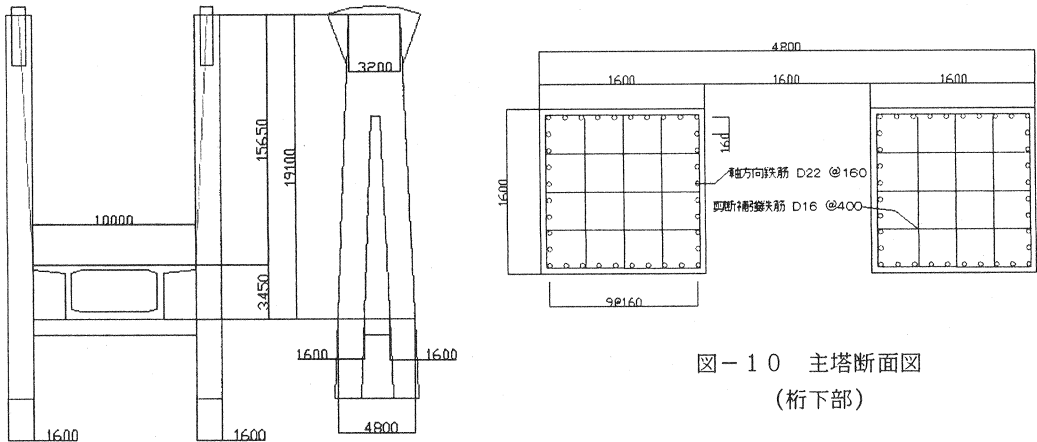


図一6 箱桁モデル桁断面図



図一七 波桁モデル桁断面図

図一八 波桁鋼板形状図



図一九 箱桁モデル主塔
正面図 側面図

図一〇 主塔断面図
(桁下部)

4. 設計結果

表一三に結果の比較を示した。表には、箱桁モデルAとして今回の計算方法を用いた箱桁の結果を載せた。箱桁モデルBとして、ロードバランス時の導入応力を、許容応力度の半分とした箱桁（前までの計算方法）の結果を載せた。波形モデルとして、波形鋼板ウェブを適用し、今回の計算方法を用いた計算結果を載せた。

箱桁モデルの側面図を図一四、断面図を図一六、主塔正面図側面図を図一九、主塔断面図を図一〇に示した。波形モデルの側面図を図一五、断面図を図一七、波形鋼板形状図を図一八に示した。

ロードバランス時の導入軸力の違いによる比較検討結果として、箱桁モデルAのBに対する特徴として以下を得た。

- ・ ケーブルサグが約3/4と低く押さえられた。
- ・ 桁高の増加、主ケーブルの本数などが増加する。
- ・ ケーブルの張力変動が減少する。
- ・ 活荷重に対するケーブル分担が減少した。（終局強度増加が考えられる）

桁の軽量化による比較検討結果として、波形モデルの桁モデルAに対する特徴として以下を得た。

- ・ 桁重量軽減は、桁全体の10%程度であった。(ウェブの断面積が全体の15%程度)
- ・ ケーブルサグは増えた。
- ・ ケーブル本数が減った。
- ・ 活荷重に対するケーブル分担が減った。
- ・ 桁高さは増えた。

5. まとめ

今回の検討により、EL設計理論が全体形状決定までの方法として、有効であることが確認できた。

また、新たな可能性として、ロードバランス時の導入軸応力の仮定をEL設計理論に組み込む事で、より効率的な設計をするための可能性を確認した。

比較検討では、桁の軽量化やロードバランス時の軸応力を大きくすることによる特徴を得た。今回の共通な特徴としては、ケーブル分担が減少したことが挙げられる。このことで、より長いスパン長にもこの構造物が適用できる可能性を確認できた。しかし、既報[3]により、スパン長が長くなることにより、終局強度が弱くなる傾向があることは、報告している。供用状態と終局状態の関係に一番大きいファクターを検討する必要があることがわかった。

今後の検討として、高強度材料の使用による検討がある。高強度材料の使用は、ロードバランス時の軸導入応力の増加や、軽量化につながる。よって、今回の検討結果は高強度材料の検討とも重なる面がある。現在、高強度コンクリートとして、圧縮強度 200MPa を越えるものがあるが、このような材料を適用することで、効率化や長スパン化などの検討も進めていく。

参考文献

既報[1]: 高原・山縣・藤田・山崎: 大偏心外ケーブルPC桁の設計の合理性、PC技術協会第6回シンポジウム論文集、1996年10月、pp.427-432

既報[2]: 井戸・河野・藤田・山崎: 大偏心外ケーブルPC桁の構造諸元に及ぼすスパンの影響、PC技術協会第7回シンポジウム論文集、1997年10月、pp.575-580

既報[3]: 河野・井戸・梅津・山崎: 大偏心外ケーブルPC桁の強度に及ぼすスパン長の影響、PC技術協会第7回シンポジウム論文集、1997年10月、pp.569-574

[1]: 道路橋示方書・同解説(Ⅲコンクリート橋偏): 社団法人 日本道路協会、平成8年12月

[2]: 複合橋設計施工規準(案): 社団法人 プレストレストコンクリート技術協会、平成11年12月

表-3 計算結果

	箱桁モデルB	箱桁モデルA	波形モデル
桁			
上床版厚(m)	0.3	0.3	0.3
下床版厚(m)	0.5	0.5	0.5
桁高(m)	3.25	3.45	3.55
ウェブ厚(m)	0.365	0.365	0.008(SM490)
桁荷重(kN/m)	210.7	214.4	192.9
曲げ抵抗断面積(m ²)	8.429	8.575	7.59
断面2次モーメント(m ⁴)	14.03	16.20	16.76
主ケーブル			
ケーブルサグ(m)	22	15.7	16.3
本数(1面)	138	195	171
ハンガーケーブル			
配置間隔(m)	10	10	9
本数	13	13	11
桁応力			
導入応力(MPa)	5	7	6.9
変動応力(MPa)	2.78	2.95	3.09
最大桁応力(MPa)	7.78	9.95	9.99
ケーブル張力			
活荷重による変動率	7.1%	5.44%	5.62%
分担割合			
ケーブル分担割合	50.7%	43.1%	40.4%
桁分担割合	49.3%	56.9%	59.6%