

大阪大学工学部 正員 前田幸雄
 " " 〇 梶川靖治
 大阪大学大学院 学生員 中谷行博

1. まえがき

連続合成げたにおける中間支点上のコンクリート床版に生ずる軸方向引張応力の低減方法については、従来より数多くの研究が成されているが、それらの中で構造的にも簡単でかつかなりの効果が期待できるのはいわゆる断続合成形式であると思われる。すなわち、けたを合成区間(正モーメント域)と非合成区間(負モーメント域)とに区分し、コンクリート床版は連続した構造とするものであり、AASHTOの道路橋示方書において認められている形式である。ところで、この種合成げたについては合成区間を剛合成と考える単純理論では合成・非合成境界部に生ずる応力状態などを十分に解明できないため、筆者らは弾性合成理論を適用することにより、より厳密に解析することを試みてきた。¹⁾ そこで、今回は計算例として実橋断面を用い、特に負モーメント域のコンクリート床版引張応力の低減ということに注目して一考察を加えた。

2. 解析方法

$$\frac{d^2 N}{dx^2} - \omega^2 N = -\gamma M$$

$$\omega^2 = \alpha \cdot C, \quad \gamma = \beta \cdot C$$

N: 軸方向力
 x: 端支点からの距離
 M: 作用曲げモーメント
 α, β : 断面諸量に関する常数
 C: 鋼げたとコンクリート床版の弾性結合のバネ常数

基本的には H.N. Newmark のより導かれた上記の微分方程式を有限差分表示し、電子計算機により数値解を求めるという手法にしたが、特に連続げたであるため、弾性方程式を利用して中間支点不静定反力を求め、静定基本系に対する解の重ね合せにより、軸力 N、水平せん断力 H、けたの曲げ応力などを求めることにした。なお、すれ止めとしては通常スタッドが用いられるため、ある区間のバネ常数 C_i はスタッドの弾性的なすれ常数 k とスタッド配置間隔 p_i により $C_i = k/p_i$ で表わせるものとしたが、このときの k の値は各種の実験結果などを参考にして、 3×10^5 kg/cm/本 ($\phi 19$ mm) の値を用いた。

3. 計算結果

片側支間 30m のプレストレスしない径間連続合成げたを計算例に選び、その設計計算書²⁾に従って、鋼げた断面、すれ止め間隔などを橋軸方向に種々変化させ、また負モーメント域の床版断面はコンクリートを無視し床版内の軸方向鉄筋のみ有効と考えて数値計算を行なった。ここでは、等分布荷重 ($q = 1.38$ t/m) をスパン全長に満載

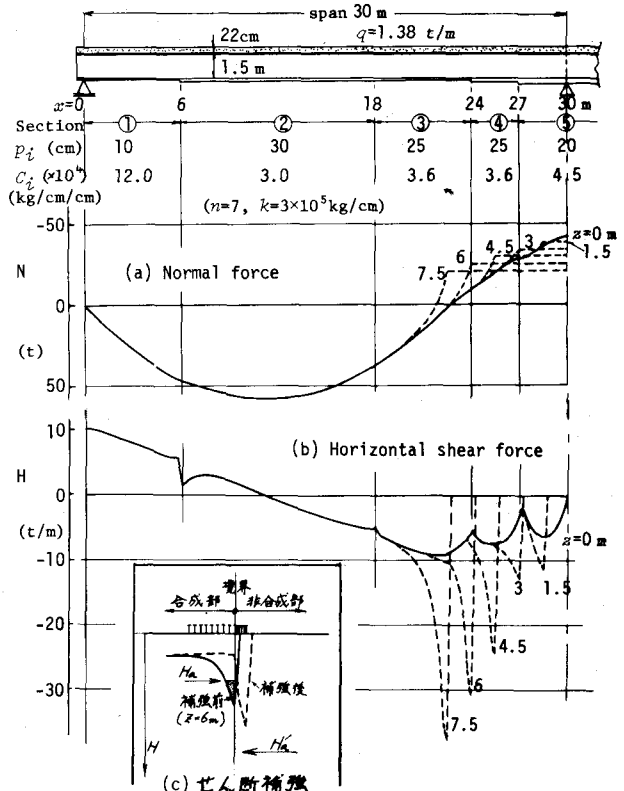


図-1 軸力および水平せん断力分布

した場合についての計算結果の一例を示す。

図-1は中間支点付近の非合成区間長 z 互種之変化させた場合の床版に作用する軸力 N と床版・鋼げた接合面に生ずる水平せん断力 H との分布を示す。当然のことながら、 z の増大とともに中間支点上の軸引張力は減少し、 $z=7.5$ mではスタッド全長配置($z=0$)の約1/2程度になることがわかる。しかしながら、合成・非合成境界部において、水平せん断力の集中現象がみられ、 $z=3$ m程度まではあまり大きくないが、 $z=7.5$ mではスタッド全長配置の約4倍にもなっている。(ただし、本計算は弾性計算であるため、そのピーク値はいずれも若干大きめの値となっているようである) この水平せん断力の集中に対し、合成・非合成境界部にスタッドを追加配置することによりせん断補強することとを考へ、その一例を図-1(c)に示す。補強しない場合には、境界付近の水平せん断力は部分的にその時の許容水平せん断力 H_a を超えているが、追加スタッドを配置することにより補強すれば、そのピーク値は補強後のスタッド配置に対する許容値 H_a 以下となる。しかし、その値が大きくなった場合、載荷状態によっては、せん断集中のピーク値が H_a を超え、補強しきれなくなることがあり、今回の例では $z=6$ mあたりがその限界になるようである。

表-1 中間支点上の軸力および曲げ応力

z (m)	せん断補強	N		σ_R		σ_{SU}		σ_{SL}	
		(t)	比	(kg/cm ²)	比	(kg/cm ²)	比	(kg/cm ²)	比
0	—	42.2	1	377	1	347	1	-337	1
1.5	無	38.6	0.92	348	0.92	371	1.07	-341	1.01
3.0	無	34.4	0.81	314	0.83	400	1.15	-345	1.02
4.5	無	30.7	0.73	285	0.76	426	1.23	-350	1.04
	有	32.7	0.77	301	0.80	413	1.19	-348	1.03
6.0	無	25.9	0.61	246	0.65	460	1.33	-357	1.06
	有	28.2	0.67	265	0.70	444	1.28	-354	1.05
7.5	無	21.2	0.50	210	0.56	498	1.44	-366	1.08
	有	23.4	0.56	227	0.60	480	1.38	-361	1.07

表-1は各 z に対する中間支点上の軸力および曲げ応力の値と、それぞれのスタッド全長配置($z=0$)を1とした場合の比率を示す。軸力 N および床版内軸方向鉄筋応力 σ_R はいずれも z の増加とともにほぼ同じ割合で減少するが、鋼げた上フランジ応力 σ_{SU} は逆に増加する傾向を示す。また、せん断補強した場合には床版軸方向鉄筋の定着度が増すため、 N および σ_R の値が補強しない場合に比べ若干大きくなる。

図-2は中間支点付近における σ_R 、 σ_{SU} および σ_{SL} の橋軸方向の分布を示す。 σ_R の分布は z が増大するにつれて徐々に台形状となり、非合成区間のほぼ全域にわたってほぼ一様な引張応力状態となることがわかる。また、 σ_{SU} の分布は z が大きくなると、合成・非合成境界付近において局部的に圧縮応力が生じ、かなり複雑な応力状態となるが、 σ_{SL} ではあまり大きな変化は見られない。

結局、水平せん断力の集中に対する補強と軸方向鉄筋応力の大きさとおよび分布状態などから判断して、この場合の非合成区間長 z は6 m位(片側区間長の20%に相当)が妥当ではないかと考えられる。この時床版鉄筋引張応力はスタッド全長配置の約70%程度に減少できる。

- 1) 前田・榎川・中谷, 昭和50年度奥支那支部年次講演会, I-18
- 2) 大阪市工本局橋梁課, 矢田新橋設計計算書, 昭和40年

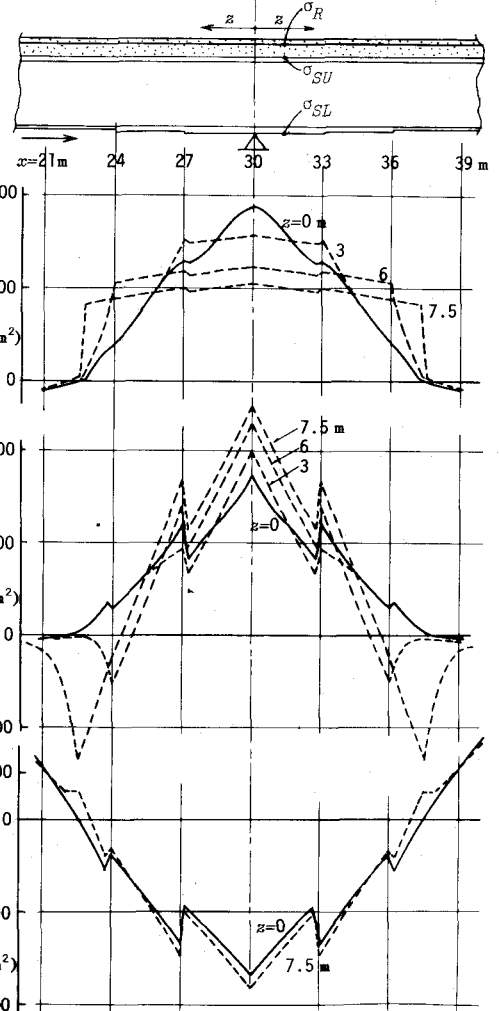


図-2 中間支点付近の曲げ応力分布