

大阪市立大学 工学部 正員 倉田 宗章

大阪市立大学 大学院 正員 園田 恵一郎

まえがき、・ 梁付き床板は非常によく用いられる構造型式であるが、この構造の解析を行なうには曲げモーメント、撓りモーメントの他に床板面内のせん断力、軸力の作用が大きく影響する複雑な問題となり、現在のところ極限解析としての理論研究はほとんど見当らない。ここでは梁付き床板の最も簡単な例である無限に長い幅を持った鉄筋コンクリート床板に梁が1本付いた構造を取り上げ、梁中央に集中荷重がかかった場合の崩壊荷重の計算式を極限解析の上限定理に従って求めた。

解析方法の概要 床板の厚さ方向のせん断力および撓りモーメントの影響は無視するものとして、まず第一に、コンクリートの降伏条件式はO. Mohr の説を簡略化したJ. J. Guest⁽¹⁾の説に従うものとし、この式 $\sigma_{\max} - \sigma_{\min} = C_1 + C_2 (\sigma_{\max} + \sigma_{\min})$ (ここに於て、 C_1 , C_2 は材料固有の定数で圧縮、引張試験により決定出来る。) を降伏線に沿った方向の応力(図1)による式に変換すると図2のようになる。次に床板に於て起る降伏面領域を降伏線の集合体と考えれば、この降伏線断面において逸散される内部エネルギーは $\dot{U}_i$ で、このみに依存し、 $\dot{U}_i$ に対応する歪速度 $\dot{\epsilon}_x$ を0と考えることが出来るから、流れ法則 $\dot{\epsilon}_x \frac{\partial F}{\partial \dot{\epsilon}_x} = 0$ (図2の降伏曲面の方程式 $F(\sigma_x, \sigma_z, \tau) = 0$ とする。)により、ここで用いる降伏条件式は図3のようになる。次に崩壊時に於ける降伏線断面の変形速度を図4(b)(c)のように仮定すれば図3の折線近似降伏条件式と流れ法則および鉄筋による分担力により断面応力分布は図4(d)(e)のようになり、これから曲げモーメント、せん断力、軸力 M , T , $N = f(\theta, \eta, \xi)$

—— (1) として求めることが出来る、ここに於て θ は鉄筋方向と降伏線方向のなす角、 η は床板断面の回転中心位置 $\xi = \frac{\dot{\epsilon}_x}{\dot{\epsilon}_y} = 1$ なる位置を示す。次に床板の崩壊型式はせん断力・軸力による降伏線と曲げモーメントのみによる降伏線とが別々に分離して現われる型式(図5(a))と同一箇所に見られる型式(図5(b))が考えられ、これらの型式による崩壊荷重は次のようにして計算出来る。すなわち、最初に荷重作用点に起る梁の降伏ヒンジ位置の全塑性中立軸の位置 η_0 を仮定し、この η_0 と η_0 (曲げモーメントのみによる床板の全塑性中立軸の位置)の相異により起る床板のせん断変形速度分布を仮定し、各降伏線の線型も定めれば、降伏線断面に作用する曲げ変形速度、せん断変形速度、軸方向変形速度の比、すなわち(1)式の η , ξ が定まり、 M , T , N が決定出来る。従って、最小の全内部エネルギー逸散速度量を与える降伏線型は変分計算により求めることが出来、これによって最小崩壊荷重が決定出来る。しかし図5(a), (b)のような曲線状のせん断力、軸力による降伏線も考えると鉄筋コンクリート床板のような異方性体では計算は非常に面倒になるので、実用的な立場から考えて図6(a)(b)のような少数の直線からなる近似崩壊型式を考えて、これによる近似崩壊荷重 P を求めた。

図6(a)の場合

$$P = 4M_0 \left[1 + \frac{\pi}{2} + (\eta_0 - \eta_1)(\nu_2 + \nu_3 \tan \theta_2 - \nu_3 \tan \theta_2) + \frac{1}{2} \left\{ \nu_{01} + \nu_{02}(\eta_{00} - \eta_0) \right\} \right] \quad (2)$$

図6(b)の場合

$$P = 4M_0 \left[\frac{\nu_{11}}{\sin \theta \cos \theta} + \nu_{21}(\eta_0 - \eta_1) + \nu_{31} \frac{0.5\eta - \eta_0 + (\eta_0 - \eta_1)\sin^2 \theta}{\sin \theta \cos \theta} + \tan \theta \left\{ \nu_{13} - \nu_{23}(\eta_0 - 0.5\eta) \right\} + \frac{1}{\tan \theta} + \frac{1}{2} \left\{ \nu_{01} + \nu_{03}(\eta_{00} - \eta_0) \right\} \right] \quad (3)$$

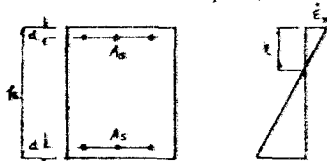
ここに於て l : スパン長さ h : 床板厚さ η_{00} : 梁(床板と切り離れた独立梁)の曲げモーメント

の外による全塑性中立軸の位置 M_0 : 純曲げによる床板の全塑性曲げモーメント, $M_1, M_2, M_3, M_4, \dots$
 $M_{0,1,2,3,4}$ は $M, T, N, M, \dots, M_0, N_0$ (M_0, N_0 は独立梁の曲げモーメント, 軸力) の M_0 に対する比を表
 わし, θ, η_0 を与えることによって決定出来るので, $\frac{\partial P}{\partial \theta} = 0, \frac{\partial P}{\partial \eta_0} = 0$ により最小の崩壊荷重が求められる。

模型実験結果との比較 図7に示す寸法の模型実験により, (2), (3)式による計算結果との比較を
 表1に示す。これにより梁が極端に大きくなければ近似計算でも実用になるものと思われる。こ
 の結果, T型梁型式による崩壊荷重と部分崩壊型式による最小崩壊荷重とが同じ値になる場合の床板
 幅と崩壊荷重を基準とした有効幅とを見出すことが出来る。
 尚, 梁が非常に大きい場合(T-8)に於て, 実験値が計
 算値を大きく下回ったのは, 梁断面が全塑性状態にな
 る前にコンクリートは過度な歪を受け局部的
 な破壊を招き, 塑性変形能力を失ってしまう
 ためと思われる。

(1) A. Nadai: Theory of Fracture of Solids

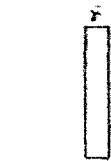
Vol. 1950 P. 219



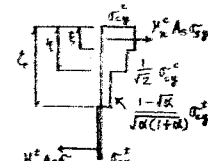
(a) 断面形



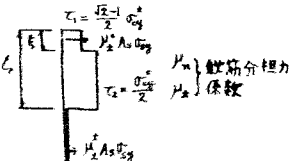
(b) 直交速度分布



(c) セン断直交速度分布



(d) 直交力分布



(e) セン断力分布

図 4

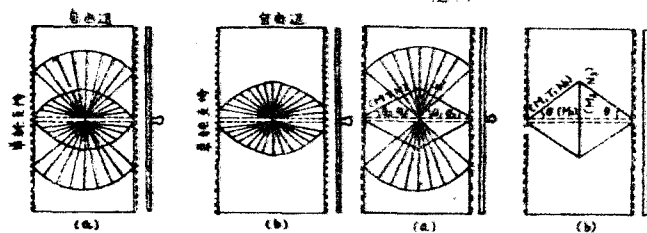


図 5

図 6

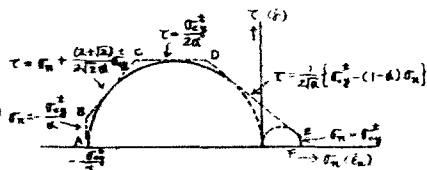


図 3

表 1.

試験 No.	模型寸法 (cm)			実験結果		計算結果		
	l	D	b ₀	崩壊荷重	崩壊型式	T型梁崩壊 型式	部分崩壊 型式 図 6(a)	最小計算値 型式 図 6(b) 実験値
T-1	50	—	—	860 ^g	部分崩壊	—	940	1.09
T-2	50	2523	1562	2900	T型梁崩壊	3151 ^g	—	1.09
T-3	50	2523	1562	3550	部分崩壊	4002	3877	1.09
T-4	48	2478	1472	2500	部分崩壊	3245	2810	1.12
T-5	80	2523	1562	2600	T型梁崩壊	2314	—	0.89
T-6	80	2523	1562	2550	T型梁崩壊	2597	2940	1.02
T-7	80	2523	1562	2550	部分崩壊	2786	2814	1.09
T-8	60	4962	1586	5500	部分崩壊	7529	6827	1.24

※ 下には梁の寸法が示されている。計算はコンクリートの強度を無視して行ったもの。□内の値は
 最小崩壊荷重を示す。

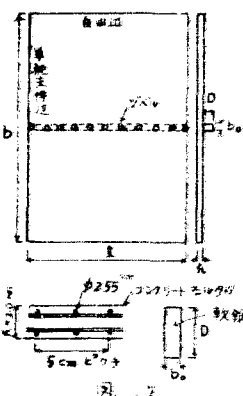


図 7