

I-306 偏載荷重を受けるRC張出式T形橋脚の終局強度解析

九州大学工学部 学生員 長 澤 達 朗

九州大学工学部 正会員 John Bolander Jr.・彦 坂 熙

橋構造技術センター 正会員 佐 竹 正 行

九州共立大学工学部 正会員 松 下 博 通

1. 緒 言

市街地の平面道路と高架式自動車専用道路からなる複断面道路構造においては、高架橋脚位置の制限から平面道路部中央帯に柱を設けたRC張出式T形橋脚が多く採用される。このとき、図-1(a)のように高架部上部工(完成時4車線)の片側2車線のみを暫定施工・供用する場合があるが、このような偏載荷重を受けるT形橋脚の柱-梁節点部の設計法は未だ確立されていない。特に、偏載荷重により同節点部に生じる斜引張応力に対する補強鉄筋の要否は、鉄筋の組立と配筋、コンクリートの打設等の施工性に大きな影響を及ぼす。この問題の解明のために行った、T形橋脚の終局限界状態に至る非線形挙動の解析結果を報告する。

2. T形および逆L形橋脚の節点部の最大斜引張応力

本題の偏載T形橋脚から未載荷の片側張出梁を取り去った図-1(b)の逆L形ラーメン隅角部に関しては、節点モーメントMにより対角線方向の断面に生じる最大斜引張応力 $\sigma_{t, \max}$ の近似算定式が次のように与えられており、この値が設計荷重に対し許容斜引張応力を越えれば、斜め補強鉄筋が配置される¹⁾。

$$\sigma_{t, \max} = \frac{5M}{R^2W} \quad (1)$$

ここに、R=隅角部対角線長、W=隅角部奥行。

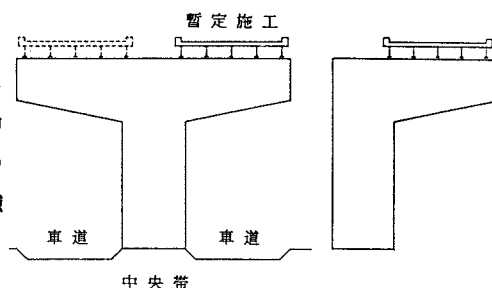


図-1 (a) T形橋脚 (b) 逆L形橋脚

T形橋脚節点部と逆L形橋脚隅角部の応力分布を比較するため、まず図-2の実構造T形橋脚について等方性2次元弾性FEM解析を行った。暫定設計荷重(橋脚自重+上部工死荷重+活荷重+衝撃)を載荷した場合、式(1)から算定されるT形橋脚節点部の最大斜引張応力 $\sigma_{t, \max} = 23 \text{ kg/cm}^2$ に対し、FEM解析値は 14 kg/cm^2 で、何れも許容斜引張応力 6.8 kg/cm^2 を上回る。T形橋脚から片側張出梁を取り去った逆L形橋脚隅角部の斜引張応力のFEM解はT形橋脚より大きく 18 kg/cm^2 となる。

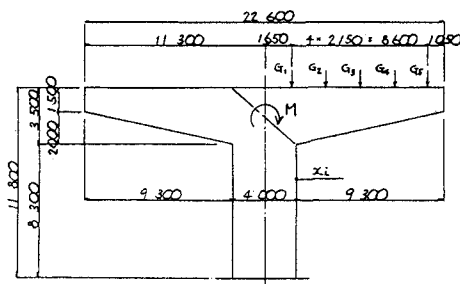


図-2 T形橋脚実構造寸法

3. 有限要素法による偏載T形橋脚の材料非線形解析法

T形橋脚の柱-梁節点部における補強鉄筋の配置が、偏載荷重に対する橋脚の非線形挙動と終局強度に及ぼす影響を調べるため、2次元有限要素法²⁾による解析を行った。本解析で直接考慮した材料非線形性は、①2軸応力下のコンクリートの非線形挙動、②コンクリートの引張ひびわれ、③鉄筋の非線形挙動、の3つである。圧縮コンクリートは初期降伏まで線形で、その後は等方硬化則による加工硬化塑性の増分理論を用いる。初期降伏曲線と後続する載荷曲線は、Kupferら³⁾の2軸圧縮試験による破壊曲線に基づいて設定した。この破壊曲線には、コンクリートのひび割れを分布ひび割れ(smeared crack)モデルで取り扱うための引張側切断線が付け加えられており、それを越えた2軸応力状態に対しては脆性引張破壊が生じるものとした。このとき材料応答マトリックスは、ひび割れ方向に垂直な剛性が0の直交異方性となる。コンクリートの終局変形容量を制限するために、応力表示の降伏基準をひずみ表示の圧壊基準に変換し、あるガウス積分点のひずみ状態がこの基準を越えると、同点まわりの材料は全ての剛性と耐荷力を失うものと仮定した。

4. 解析結果および考察

本解析に用いたコンクリートの物性値は次の通りである。

圧縮強度 $\sigma_{ck} = 240 \text{ kg/cm}^2$

引張強度 $f_t' = 24 \text{ kg/cm}^2$

ヤング係数 $E_c = 2.7 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$

(1) T形橋脚実構造の解析

図-2のT形橋脚を道路橋示方書に基づいて2基設計し、節点部に斜め補強鉄筋のない通常配筋のものをモデル1、式(1)を用いて斜め補強鉄筋を配置したものをモデル2と呼ぶ。鉄筋量が多いので、2次元有限要素モデルにおいて梁部と柱部の主鉄筋のみに離散棒要素を用い、その他の鉄筋は分散された異方性の固体層として扱った。載荷は、まず橋脚自重を与え、次いで橋脚に作用する上部工反力の設計値R（死荷重+活荷重+衝撃）に荷重係数 λ を乗じ、 λ を0から崩壊時まで漸増させた。荷重係数 $\lambda = 1$ （設計荷重時）において、モデル1では柱-梁節点部対角線上にひびわれが生じたのに対し、斜め補強鉄筋を配したモデル2の同位置にはまだひびわれが見られなかった。しかし、両モデルともに $\lambda_u = 2.8$ で柱コンクリートの曲げ圧壊により崩壊し、斜め補強鉄筋の有無は本橋脚の終局強度に影響しない結果となった。このときのモデル2の変形、ひびわれパターン、コンクリートの圧壊箇所を図-3に示す。図中の細線は、4節点四辺形要素の剛性を求めるのに用いた 2×2 の4点Gauss積分点におけるひびわれひずみの大きさと方向を表す。

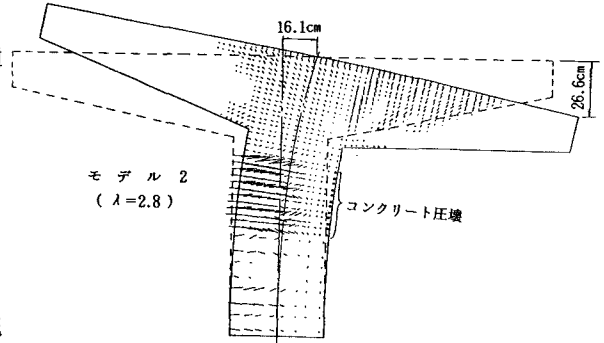


図-3 終局状態

図-2のT形橋脚の実構造の寸法を1/10に縮尺し、上部工反力を模擬した偏載設計荷重 $R = 8 \text{ tf}$ に対して示方書に基づき配筋した3つのモデルA、B、Cについて、非線形有限要素解析を行った。これら3モデルは、柱-梁節点部の補強鉄筋の配置のみが異なり、梁部と柱部の主鉄筋、梁のスターラップ、柱の帯鉄筋は共通である。漸増荷重 λR （ λ は荷重係数、 $R = 8 \text{ tf}$ ）による解析の結果、節点部に主鉄筋以外の補強鉄筋を配しないモデルAと、節点部にも梁のスターラップと柱の帯鉄筋を用いた通常配筋のモデルBとの間には、ひび割れパターン、終局強度にほとんど差が現れず、ともに $\lambda_u = 2.8$ で最高荷重に達した。式(1)を用いて斜め補強鉄筋を配置したモデルCでは、節点部のひび割れが抑えられ、他の2モデルより高い $\lambda_u = 3.4$ で終局荷重に達した。モデルAとCの終局荷重時のひび割れひずみのパターンを図-4に示す。なお、これらの解析モデルは現在進行中の模型実験供試体の一部であり、ここに扱った3モデルの終局荷重係数 λ_u の実験値を理論値と比較すれば表-1の通りである。

(2) T形橋脚節点部補強鉄筋の効果

図-2の実橋脚の寸法を1/10に縮尺し、上部工反力を模擬した偏載設計荷重 $R = 8 \text{ tf}$ に対して示方書に基づき配筋した3つのモデルA、B、Cについて、非線形有限要素解析を行った。これら3モデルは、柱-梁節点部の補強鉄筋の配置のみが異なり、梁部と柱部の主鉄筋、梁のスターラップ、柱の帯鉄筋は共通である。漸増荷重 λR （ λ は荷重係数、 $R = 8 \text{ tf}$ ）による解析の結果、節点部に主鉄筋以外の補強鉄筋を配しないモデルAと、節点部にも梁のスターラップと柱の帯鉄筋を用いた通常配筋のモデルBとの間には、ひび割れパターン、終局強度にほとんど差が現れず、ともに $\lambda_u = 2.8$ で最高荷重に達した。式(1)を用いて斜め補強鉄筋を配置したモデルCでは、節点部のひび割れが抑えられ、他の2モデルより高い $\lambda_u = 3.4$ で終局荷重に達した。モデルAとCの終局荷重時のひび割れひずみのパターンを図-4に示す。なお、これらの解析モデルは現在進行中の模型実験供試体の一部であり、ここに扱った3モデルの終局荷重係数 λ_u の実験値を理論値と比較すれば表-1の通りである。

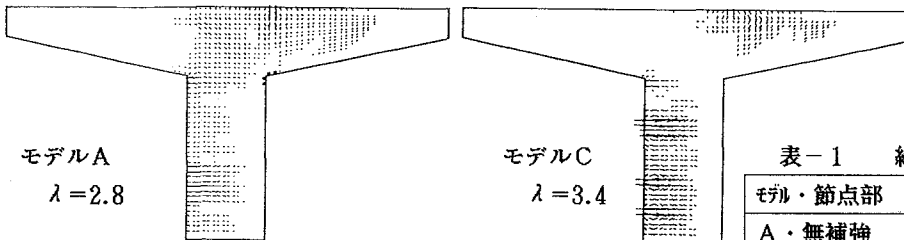


図-4 終局荷重時のひび割れひずみパターン

〔参考文献〕1) 日本道路協会：道路橋示方書Ⅲ、コンクリート橋編。

表-1 終局荷重係数 λ_u		
モデル・節点部	理論値	実験値
A・無補強	2.80	2.76
B・通常配筋	2.80	2.89
C・斜め補強	3.40	3.00

2) Bolander J. et al.: Report No. UMCE 89-2, Dept. Civil Eng., The Univ. of Michigan, Jan. 1989

3) Kupfer H.R. et al.: ACI Journal, Vol. 66, No. 8, Aug. 1969.