

圧縮域に補強鋼材を用いたプレストレスト コンクリート桁の力学的挙動

野田行衛¹・大沢浩二²・新井達夫³・児島啓太郎⁴

^{1, 2} 正会員 工修 川田建設株式会社 開発部 (〒114 東京都北区滝野川6-3-1)
^{3, 4} 正会員 川田建設株式会社 開発部 (〒114 東京都北区滝野川6-3-1)

本研究の目的は、従来のプレストレストコンクリート桁の圧縮域に補強鋼材を配置し、剛性を高めることにより、桁高の低い桁の実現を目指すものである。本報告は、補強鋼材を有する供試体の静的実験による桁の曲げおよびせん断の力学的挙動と疲労試験の結果について述べた。また、補強鋼材の定着のための孔の効果を調べるために行った押し抜き試験の結果についても述べた。これらの結果から、提案する桁が実用的に可能であることを示した。

Key Words : prestressed concrete girder, steel plate, static test, fatigue test, push out test

1. はじめに

近年、市街地域などでは建設条件の制約から構造物の高さの制限をうける場合がある。また経済性あるいは美観などの理由から高さの低い桁が要求される例もしばしばある。

桁高の低い桁においては、通常の桁高のものに比較して断面に発生する応力が大きく、死荷重に対して活荷重の占める割合が大きくなる。また、断面剛性の低下により活荷重たわみも増大し、振動しやすくなる。

プレストレストコンクリート(以下PC)道路橋において桁高を低めた場合、現行の道路橋示方書による設計においては、使用状態における圧縮側の応力値が問題となる。すなわち、死活荷重により発生する引張応力に対して導入されるプレストレス力により軸方向には曲げ応力と同時に軸圧縮応力が導入されることから、活荷重が作用した場合の支間中央付近に生じる圧縮側の応力値が許容値を越える場合がしばしばある。これに対しては、高強度コンクリートを使用することや桁の圧縮域にPC鋼棒を挿入し、それに圧力を加えて応力改善を行う方法が行われている。

今回新しく提案する桁は、桁高を低めるために曲げ圧縮域に補強鋼材(以下、圧縮鋼材)を配置したPC桁で、基本的には断面に鋼材を配置することにより抵抗断面を増大させた合成構造の桁である。設計上の仮定として、使用時および終局時において鋼材とコンク

リートとは完全に一体構造として設計計算を行っており、これらの仮定の妥当性を確認するために、過去に継続的な実験を行い、曲げに関しては、すでに計算仮定の妥当性を確認した。^{1), 2)}

本論文は、提案する桁の力学的な挙動を新たに実施した実験に基づき、曲げ、せん断、鋼材の孔の効果および疲労試験などの結果について述べたものである。

なお、本論文は、一部すでに発表したものを詳述し、さらにその後の研究を加えたものである。

2. 構造の概要と設計の留意点

本桁の構造は、従来のPC桁の圧縮域にアングル状の鋼材を配置し、コンクリートと一体としたもので、鋼材自身には特殊な力は加えない(図-1)。このアングル形状鋼材の鉛直板には適当な間隔で孔を設けており、水平板と連結されている。鋼材に孔を設けた理由としては、鋼材とコンクリートとの定着効果を高めることを目的としたもので、鋼材表面の付着力だけではなく孔の突起効果を期待している。この突起効果による付着力の増大は、特に終局時の一体化を確保するうえにおいて重要な意味を持ち、補強鋼材とコンクリートとの一体性が終局時まで保たれる。また、この孔は空気抜きの穴として利用することにより、補強鋼材の水平板下面におけるコンクリートの充填性を良くすることを考慮したものである。しかし、設計においては孔の開いた鉛直板は抵抗断面とは考えず、水平板の

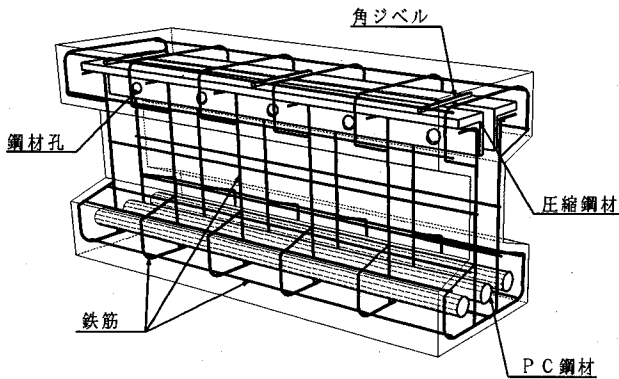


図-1 圧縮鋼材を有するPC桁

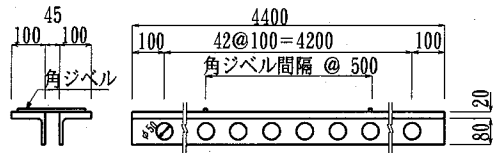


図-3 圧縮鋼材寸法図

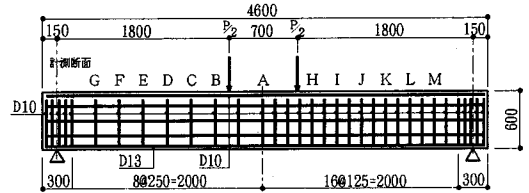


図-4 荷重方法および計測断面

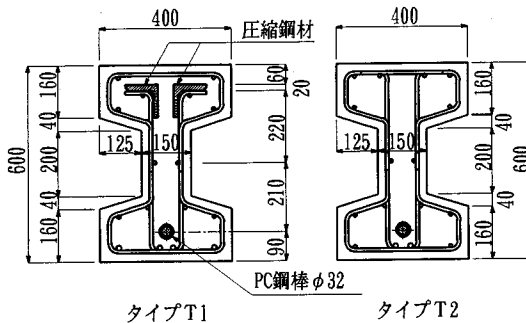


図-2 試験桁断面図

みが抵抗するものと考えている。

圧縮鋼材の上側には、終局荷重時のせん断力を鋼材の付着を無視した場合にも伝達できるよう数十センチメートル間隔で角ジベルを取り付けている。

道路橋における圧縮域の鋼材量は一般に使用時の荷重状態で決定され、断面積の2~3%の鋼材の使用により曲げ剛性を十数パーセント向上させることができる。これにより道路橋の場合、桁高/スパン比を1/30程度にまですることが可能になる。

鋼材を左右対称に分けた理由は、桁製作のコンクリート打設時におけるバイブレーターの挿入スペースを考慮したもので、これにより、下フランジまでコンクリートの回りを確実にすることが可能となる。

なお、本桁の場合、通常のPC桁に比較して鋼材比率が多いため、クリープや乾燥収縮ひずみは鋼材の拘束を受ける。このため、クリープと乾燥収縮の進行に伴い圧縮鋼材には圧縮力が増大し、コンクリートの応力は緩和される。したがって、プレストレスの損失量は、鋼材のない場合に比較して大きくなるものと考え

表-1 使用材料

	規格・記号	備考
圧縮鋼材	SS400	形鋼を使用
鉄筋	SD295A(D10)	スターラップ
	SD295A(D13)	軸方向筋
PC鋼棒	SBPR930/1080(φ32)	—

表-2 材料試験結果 (単位: kgf/cm²)

	圧縮強度	引張強度	弾性係数	備考
コンクリート	567	42	3.54×10^5	材令35日
	降伏点	引張強度	弾性係数	備考
圧縮鋼材	3,530	4,780	2.00×10^6	—
鉄筋 D10	3,950	5,440	2.08×10^6	—
鉄筋 D13	3,670	5,540	2.14×10^6	—
PC鋼棒	10,200	11,500	2.04×10^6	成績表

えられるが、長期挙動については別に報告するものとする。

3. 実験の概要

(1) 供試体

図-2に示すように今回の実験に使用した供試体は、桁長4.6m、桁高60cmのもので、実験では2種類の断面を有する桁の比較を行った。すなわち、タイプT1として上フランジに圧縮鋼材を有するものと、タイプT2として鋼材の無いものの2種類について、それぞれ1体ずつ製作した。タイプT1の圧縮鋼材には、図-3に示すように、コンクリートとの付着を高めるため鉛直板にφ50mmの丸孔を10cmピッチで開けたものを用いた。

圧縮鋼材量は全断面積の2.2%を占めており、桁の曲げ剛性はタイプT2に比べて約13%大きくなっている。

実験時の有効プレストレス力は、T1が48.3tfであり、T2は48.9tfであった。

なお、同じ供試体でせん断挙動の違いを確認するため、スターラップは図-4に示すように供試体中央で配筋ピッチを25cmと12.5cmの2種類に変えている。

使用材料諸元を表-1に示す。また、コンクリートと鉄筋の材料強度、弾性係数については材料試験を行い、P C鋼棒については試験成績表の値を計算値に用いた。各材料試験結果を表-2にまとめる。

(2) 試験方法

今回の実験では、同一の供試体で曲げの他にせん断に対する挙動をも確認することを目的としており、せん断スパン比3を確保するため、桁の支間を4.3mとし、純曲げ区間が70cmの2点集中載荷とした。載荷サイクルは、①設計荷重まで、②曲げおよび曲げせん断ひびわれ発生荷重まで、③終局荷重までの3つのステップに分け、各ステップごとに載荷と除荷を繰り返すものとした。ここで、設計荷重とは計算上、試験桁コンクリート下縁応力度がゼロとなる荷重とした。

計測断面を図-4に示すが、曲げ挙動に対してはA、D、Jの3断面の各構成材料の桁軸方向ひずみとたわみを、せん断挙動に対してはAを除く12断面のスターラップのひずみとウェブコンクリート表面の3軸ひずみ、およびせん断ひびわれ幅を着目した。なお、せん断ひびわれ幅の測定に用いたパイ型変位計は、せん断ひびわれが発生した時点で一旦除荷し、ひびわれに直交するように取り付けることとした。

(3) 計算方法

本論で用いた曲げとせん断に関する計算は、土木学会コンクリート示方書の式³⁾および道路橋示方書Ⅲコンクリート橋編⁴⁾(以下、道示)によったが、せん断に関してはJ R総研報告の式⁵⁾をも考慮した。

ひびわれ発生前の挙動は、圧縮鋼材をコンクリート断面に換算し、全断面有効として計算した。ここでは、材料試験結果から、鋼材とコンクリートのヤング係数比 $n=5.6$ とした。

曲げひびわれ発生後の挙動は、上縁コンクリートひずみを徐々に変化させ、平面保持の仮定から引張側のひずみを求め、釣り合い条件から荷重を計算した。

なお、各材料の応力-ひずみ曲線は、土木学会示方書に基づいたものを使用しているが、材料強度については材料試験結果の値を用いた。

土木学会式とJ R総研式のせん断ひびわれ発生後に関する式は次のようである。

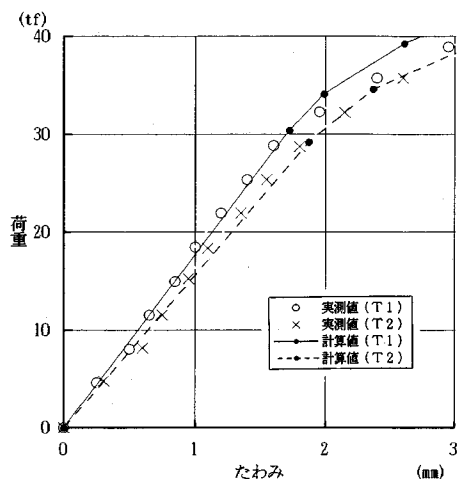


図-5 ひびわれ発生前の荷重とたわみの関係

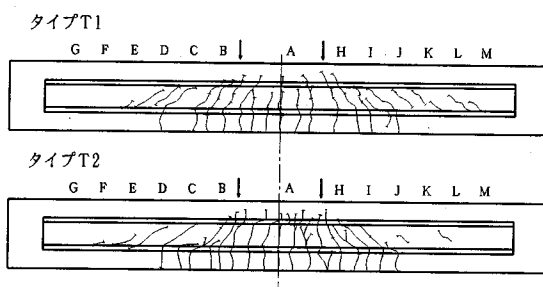


図-6 ひびわれ図

今回の供試体では、P C鋼材の曲げ上げを行っていないため、せん断耐力の計算値は、式(1)で表される。

$$V_y = V_c + V_s \quad (1)$$

ここで、 V_y : プレストレストコンクリートはりのせん断耐力、 V_c : コンクリートが負担するせん断力(せん断ひびわれ耐力)、 V_s : スターラップが負担するせん断力。

コンクリートが負担するせん断力は、土木学会式では式(2)で、J R総研式では式(3)で表される。

$$V_c = 0.9f'c^{1/3} \cdot \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot b_w \cdot d \quad (2)$$

ここで、 V_c : 土木学会式によるプレレストレストコンクリートが負担するせん断力、 $f'c$: コンクリートの圧縮強度、 β_d : 有効高さの影響係数 $= (100/d)^{1/4}$ 、 β_p : 引張鋼材量の影響係数 $= (100p)^{1/3}$ 、 $p = (A_s + A_p) / (b_w \cdot d)$ 、 β_n : プレストレスの影響係数 $= 1 + M_o / M_d$ 、 b_w : ウェブ幅、 d : 有効高さ、 A_s : 鉄筋断面積、 A_p : P C鋼材断面積、 M_o : 検討断面でのデコンプレッションモーメント、 M_d : 検討断面での破壊曲げモーメント。

表-3 曲げ耐力

		(単位: tf)	
タイプ		曲げ ひびわれ 発生荷重	終局耐力 土木学会 (鉄筋考慮)
T1	実測値	32.0	68.0
	計算値	30.4	61.7
	実/計	1.05	1.10
T2	実測値	32.0	66.0
	計算値	29.2	61.6
	実/計	1.10	1.07

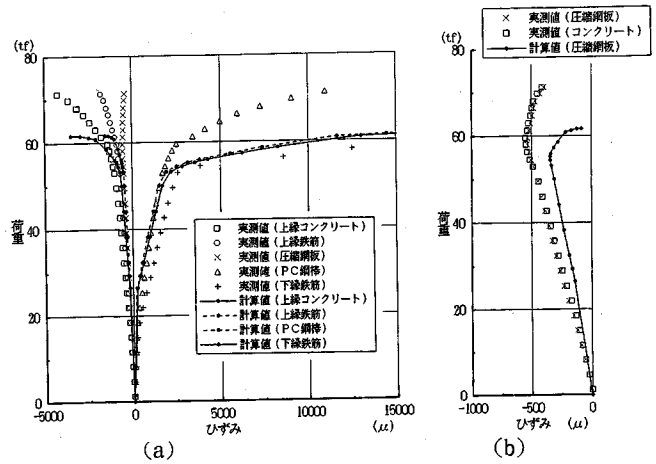


図-7 荷重とひずみの関係

$$V_c = V_{c0} + V_p \quad (3)$$

$$V_{c0} = 0.94f'c^{1/3}(0.75 + 1.4d/a) \cdot B_d \cdot B_p \cdot b_w \cdot d \quad (4)$$

ここで、 V_c : J R 総研式によるプレストレストコンクリートが負担するせん断力、 V_{c0} : J R 総研式によるコンクリートが負担するせん断力、 V_p : プレストレスの軸方向成分の効果で、着目断面のデコンプレッションモーメントに相当するせん断力、 a : せん断スパン、その他は式(2)と同様である。

スターラップが負担するせん断力は、いずれも式(5)で表される。

$$V_s = A_w \cdot f_y \cdot d / (1.15s) \quad (5)$$

ここで、 V_s : スターラップが負担するせん断力、 A_w : 1組のスターラップの断面積、 f_y : スターラップの降伏点応力度、 s : スターラップの間隔、その他は式(2)と同様である。

4. 曲げに対する挙動

(1) 曲げひびわれ発生前の挙動

図-5に初期曲げひびわれ発生荷重付近までのA断面のたわみ測定結果を示す。いずれのタイプにおいても、ひびわれ発生荷重までは線形的な荷重とたわみの関係を示し、除荷後の残留たわみもほとんどなかった。また、計算ではT2の曲げ剛性はT1のその87%であるが、両者のたわみ計測の比較からその比率はほぼ一致している。このことから、圧縮鋼材とコンクリートは完全に一体となっており、圧縮鋼材が曲げ剛性を高める効果があることが確認できる。これらのことは、ひびわれ発生後除荷し、再度曲げひびわれを発生させるデコンプレッションモーメント (M_0) が作用する20tf

まで同様な挙動を示した。

(2) 曲げひびわれ発生後の挙動

図-6は、載荷時のひびわれ状況を示す。挙動としては、最初に荷重点近傍に曲げひびわれが生じ、その後曲げせん断ひびわれ、斜めせん断ひびわれが生じ、A断面で引張鋼材の降伏後、曲げ引張破壊に至る。

表-3は、A断面の曲げ挙動に関するそれぞれの耐力の計算値と実測値をまとめたものである。なお、計算では材料試験結果を用いた。

ひびわれ発生荷重は、導入されるプレストレスの大きさや断面係数などに依存し、両者の計算上の差は4%にすぎず、鋼材の有無による大きな違いはなかった。実測値は、T1が5%、T2が10%いずれも計算値を上回っている。供試体の終局耐力の実測値は、コンクリートの上縁ひずみが3500 μ に達した時の荷重(終局荷重)であり、道示に示される計算条件に合わせたもので、この段階では下縁鉄筋は降伏し、PC鋼棒も二次降伏(鋼材ひずみ=1.5%)しており、破壊形態としては曲げ引張破壊である。T1の場合の終局荷重においては、約10%、T2の場合は約7%いずれの場合も実測値が計算値を上回っている。なお、桁が圧壊する荷重(破壊荷重)⁹⁾は、これらの値よりもさらに数tf大きい荷重である。

図-7(a)は、供試体タイプT1の桁中央A断面の終局荷重付近までの荷重とひずみの関係を示す。ここでは、圧縮鋼材を含み、鉄筋までを考慮した計算値を実線で示した。

この比較から、下縁鉄筋およびPC鋼棒が弾性域から塑性域に入る一次降伏以降(53tf)、PC鋼棒のひずみに計算値との差が生じているものの、いずれの部材においても、実測値は圧縮鋼材を考慮した計算値に良く追従しており、終局時まで圧縮鋼材の効果を期待で

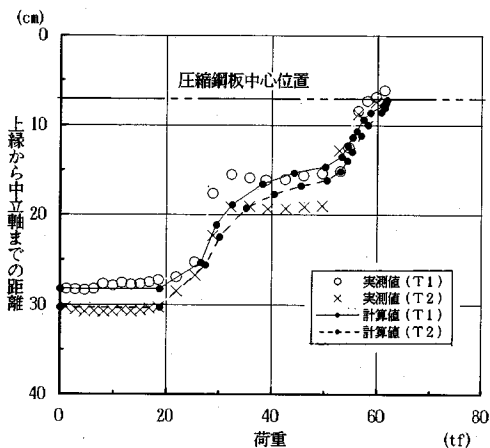


図-8 中立軸位置と荷重の関係

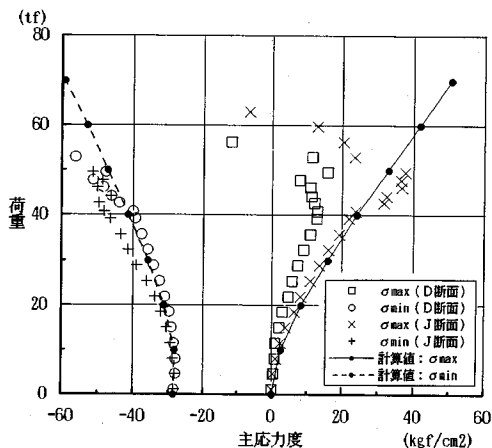


図-10 荷重と主応力度の関係

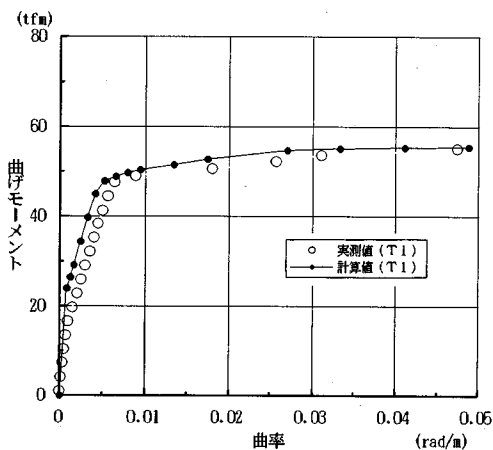


図-9 曲げモーメントと曲率の関係

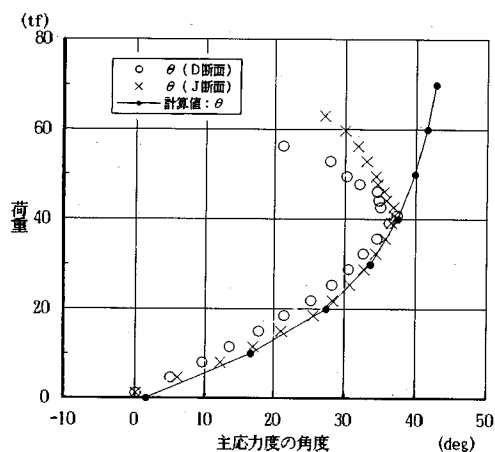


図-11 荷重と主応力方向の角度

きることがわかる。

また、図-7 (b) は圧縮鋼材位置と同じ位置に貼付したコンクリート表面ゲージと鋼材に貼付したゲージのひずみ変化を取り出し、計算値と比較したものである。これより、両者のひずみは破壊付近までほぼ同一であり、一体性は十分確保されていたものと判断される。また、60tf付近から鋼材の圧縮ひずみ値が減少をはじめることから、その位置に中立軸が移動し、その後引張域に変化したことを意味している。このことは、計算結果によっても同様な傾向を示し、圧縮鋼材が引張域になるのは実測値よりも数tf小さい荷重である。図-8は、これらをさらに詳しく調べるために上下縁の鉄筋ひずみから求めた中立軸位置と計算値の比較を示す。30tf付近の急激な変化は桁の曲げひびわれの発生によるもので、53tf付近の場合は鉄筋とPC鋼棒の

降伏によるものであるが、圧縮鋼材を考慮した計算結果と良く一致している。また、荷重が60tf付近で鋼材位置が中立軸になることが分かる。

図-9は、曲げモーメントと曲率の関係を示したもので、各点の勾配はその時点の桁の曲げ剛性をあらわし、ひびわれ後の挙動を判断する上において都合が良い。この結果から、実測値と計算値はほぼ一致しており、下縁の鉄筋がほぼ50tfで降伏するまで急激な曲げ剛性の変化は認められない。

今回の供試体において、圧縮鋼材の効果による終局耐力の増大は余り明確ではないが、これは両タイプの終局時に圧縮鋼材位置の付近が中立軸になるという理由によるもので、文献1)の実験で示したように引張域のPC鋼材が多く、圧縮鋼材が終局時に圧縮域にある場合には終局耐力の増大が認められる。

表-4 せん断耐力

断面	ひびわれ発生荷重		スターラップ降伏荷重	
	土木学会	J R 総研	土木学会	J R 総研
B, H 実測値	39.0		63.0	
断 計算値	21.6	40.0	42.6	61.0
面 実/計	1.81	0.98	1.48	1.03
D, J 実測値	60.0		-	
断 計算値	24.6	51.4	45.6	72.4
面 実/計	2.44	1.17	-	-

表-5 せん断耐力の分担 (B, H断面)

	①コンクリートのみ負担 V _{co}	②プレレストの効果 V _p	①+② コンクリート V _{cd}	③ スターラップ V _s	①+②+③ 合計 V _y
土木学会式	8.1	2.7	10.8	10.5	21.3
J R 総研式	10.1	9.9	20.0	10.5	30.5

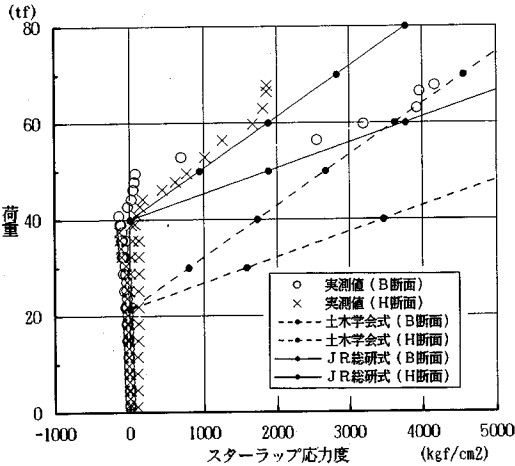


図-1 2 荷重とスターラップ応力度の関係 (B, H断面)

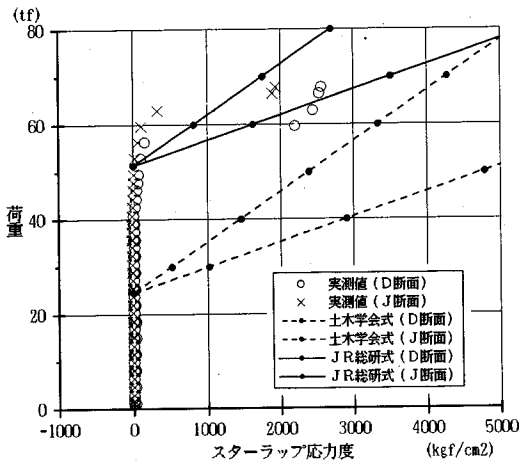


図-1 3 荷重とスターラップ応力度の関係 (D, J断面)

5. せん断に対する挙動

(1) せん断ひびわれ発生前の挙動

今回の実験のせん断に関してはタイプT1とタイプT2で明確な違いがなかったことから、以下では供試体タイプT1についてのみ述べる。

図-1 0および1 1に、せん断スパン中央付近のD, J断面における荷重と主応力度の関係および荷重と主応力方向の角度との関係を示す。ここで、実測値はプレストレスによるひずみを考慮して求めている。引張主応力度の最大値においては13~23 kgf/cm²の幅があるものの、荷重が40tf付近までは主応力および主応力方向ともにひびわれない状態の全断面有効とした計算値とほぼ一致している。特に、圧縮主応力度の場合にはひびわれ発生付近でも比較的安定した値を示す。

(2) せん断ひびわれ発生後の挙動

曲げひびわれの延長として曲げせん断ひびわれが発生した載荷点直下付近のB, H断面、およびせん断スパン中央付近のD, J断面における荷重とスターラップ応力度の関係を、それぞれ図-1 2および1 3に示す。スターラップの配筋ピッチは、白丸のプロットで示したBあるいはD断面で25cm、×印で示したHあるいはJ断面で12.5cmとしている。なお、これらの計算では部分安全係数は考慮していない。

この結果から、いずれの断面においても、せん断ひびわれ発生以前のスターラップ筋の発生応力は、スターラップ量による差がほとんどないことがわかる。

また、曲げせん断ひびわれが発生した載荷点直下付近のB, H断面において、実測値は荷重が40tf付近(せん断力が20tf付近)に勾配変化点が存在し、この付近の荷重より大きくなるとスターラップ応力度の増加率が急激に大きくなるのがわかる。また、この勾配変化点は曲げせん断ひびわれの発生が確認された荷重P=39tfとほぼ一致する。一方、斜めせん断ひびわれが発生した、せん断スパン中央付近のD, J断面においても同様の傾向がみられるが、勾配変化点は荷重が56tf付近(せん断力が28tf付近)まで上昇している。

せん断耐力の実測値と計算値の比較を表-4に示す。B, H断面においてはひびわれ発生荷重に対して、土木学会式で1.81倍、J R 総研式で0.98倍、スターラップ降伏荷重に対して、土木学会式で1.48倍、J R 総研式で1.03倍となっている。

表-6 押抜き試験結果1 (鋼材厚 t=12mm) (tf)

	孔ナシ	φ30	φ40	φ50
No. 1	10.85	19.20	25.30	30.94
No. 2	9.25	20.45	28.00	29.30
No. 3	10.60	21.05	27.75	27.50
平均値	10.23	20.23	27.02	29.27

表-7 押抜き試験結果2 (鋼材厚 t=22mm) (tf)

	孔ナシ	φ30	φ40	φ50
No. 1	15.65	22.60	25.55	28.30
No. 2	12.05	20.90	26.25	31.80
No. 3	15.25	22.45	27.70	26.00
平均値	14.32	21.98	26.27	28.70

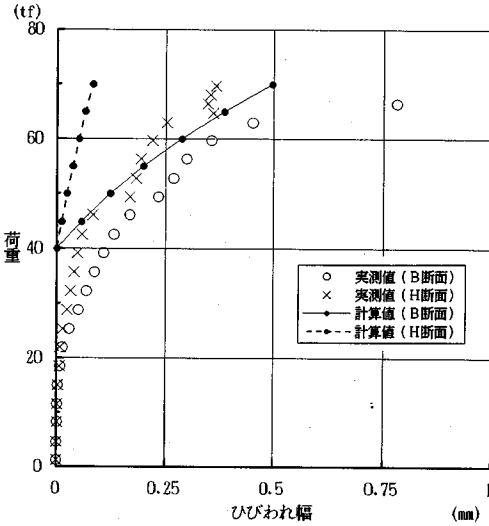


図-14 荷重とせん断ひびわれ幅の関係

重と曲げせん断ひびわれ幅の関係を図-14に示す。

せん断ひびわれ幅の計算値は上田らのRC長方形断面はりに対する提案式⁹⁾式(6)で求めた。

$$\omega = K_2 \cdot Sc \quad (6)$$

ここで、 ω ：せん断ひびわれ幅(ひびわれに直角方向)、

$$Sc = \frac{K_1 \cdot \phi}{1000 K_{fc} \cdot K_p} S \quad (7)$$

ϕ ：スターラップの直径(mm)， $K_2=1.2$ (鉛直スターラップ)， $K_1=2.0$ (異形棒鋼)， $K_{fc}=(f'c/19.6)^{2/3}$ ($f'c$ の単位はMPa)， $K_p=(pw/0.004)^{1/3}$ ， $pw=Aw/(bw \cdot s)$ ， Aw ：1組のスターラップの断面積， bw ：ウェブ幅， s ：スターラップの間隔， $S=8 \times 10^3 \varepsilon w + 2 \times 10^6 \varepsilon w^2$ (異形棒鋼)， εw ：スターラップのひずみ(JR総研式の結果から求める)。図から、スターラップの間隔によるひびわれ幅の違いは、上田らの提案式ほどは生じなかったが、ほぼ鉄筋比に反比例していることがわかる。

6. 鋼材の孔の定着効果

圧縮鋼材を水平の状態コンクリート打設した場合、鋼材の水平板下面の付着はほとんど期待できず、計算上は無視しなければならない。このため、水平板下面とコンクリート面との間のせん断を鋼材の鉛直板とそこに設けた孔の支圧により伝達させるというのが本定着形式の基本的な考え方である。

前述したように終局耐力の計算においては、圧縮鋼材とコンクリートとの一体性を仮定しており、破壊に

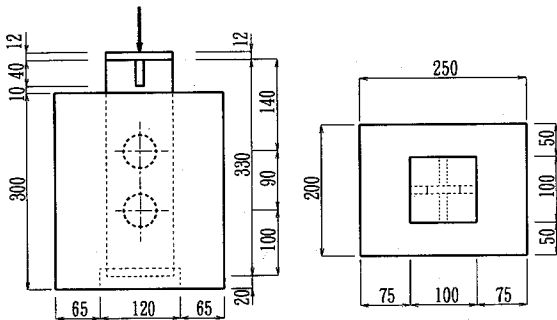


図-15 押抜き試験供試体

一方、D、J断面においては、ひびわれ発生荷重に対して、土木学会式で2.44倍、JR総研式で1.17倍となり、JR総研式が実測値と良く一致することがわかる。

さらに、コンクリートが負担するせん断力 V_c を求める式(2)と式(3)の中で、コンクリートのみが負担するせん断力とプレストレス力により増大するせん断力を分けて計算した結果を表-5にまとめて示した。このことから、土木学会式とJR総研式ではプレストレス力によるせん断耐力の増加分に対する評価が異なり、土木学会式はかなり安全側の値を与えることがわかる。

道路橋示方書の計算式は、土木学会式を基本としており、コンクリートが負担できるせん断力を求める式では圧縮強度に応じた許容せん断応力を規定しているが、プレストレス力に対する考えは同一であり、このため結果もほぼ等しくなる。

次に、載荷点直下付近のB、H断面の図心付近の荷

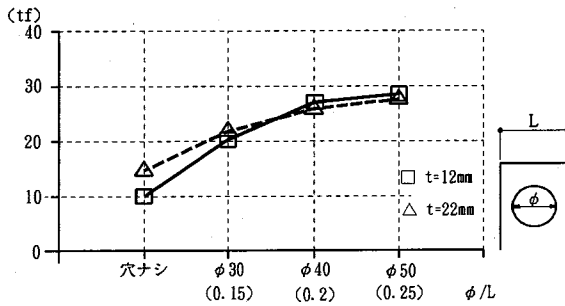


図-16 破壊耐力試験結果(平均値)

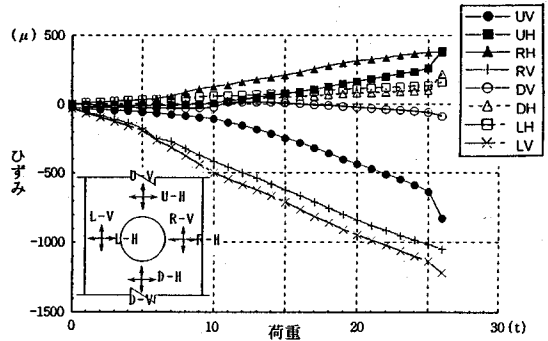


図-18 荷重-ひずみ曲線 (t=12, φ50mm)
(上側)

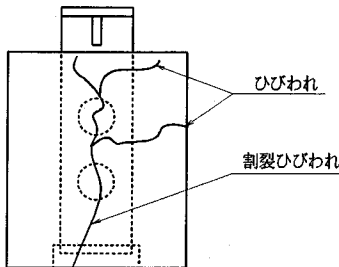


図-17 ひびわれ図(φ50mm)

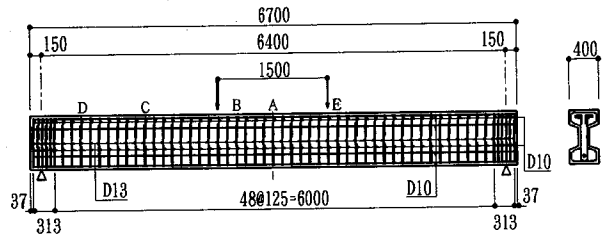


図-19 疲労試験供試体

至るまで定着が完全であれば、これらの仮定は満足されるものと考えられる。

ここでは、圧縮域の鋼材に設けた孔の突起効果を確認するために供試体による押抜き試験を行った。供試体は、図-15に示すように200×250×300mmのコンクリートブロックに幅100mmの平鋼板を挿入し、下面には支圧効果を除くために空間を設けた。鋼板の板厚 t は、12mmと22mmの2種類とし、それぞれの鋼板に直径が30mm、40mm、50mmの孔を開けたものと孔のないものの4種類を選定した。これらはそれぞれ3体ずつ製作し合計24体とした。なお、コンクリートブロックには実橋の場合を考慮して横方向筋を120mmピッチで配置した。

また、材料試験からコンクリートの28日圧縮強度は、 $f'c=604\text{kgf/cm}^2$ 、引張強度は $ft=43.1\text{kgf/cm}^2$ であった。実験はアムスラーで荷重を加え、鋼板の変位のみが生じ、荷重が上昇しない段階を破壊時とした。

表-6と7は、それぞれ板厚が12mmと22mmの供試体実験の破壊時の結果を示したもので、図-16は、それぞれの破壊荷重の平均値をプロットしたものである。

この結果では、孔のある供試体の耐力はその径に比例して上昇し、 $t=12\text{mm}$ の $\phi 50\text{mm}$ の耐力は、孔のない付着力のみの耐力のほぼ3倍、 $t=22\text{mm}$ の場合には2倍の耐力を示した。すなわち、鋼材の孔の効果として、一つあたりの孔により前者は9.5tf、後者では7.2tf耐力が増大したことになる。

図-17は、 $\phi 50\text{mm}$ の場合の供試体のひびわれ破壊状況を図示したものであるが、 $\phi 40\text{mm}$ の場合も同様に荷重方向の割裂ひびわれと孔後方における横方向ひびわれが発生した。 $\phi 30\text{mm}$ の場合は荷重方向の割裂ひびわれのみであった。これに対し、孔なしの場合の破壊はコンクリートと鋼板との付着切れであり、ひびわれは生じなかった。

図-18は、上側孔付近の鋼板のひずみ測定結果であるが、孔の下側(D-V)を除いた軸方向の圧縮ひずみが大きくあらわれ、突起効果により孔の上面からコンクリートに力が伝達されるものと考えられる。したがって、孔の径によりコンクリートに作用する幅が異なり、径が大きくなるに従い作用分布幅が大きくなることで耐力を上昇させる原因と考えられる。

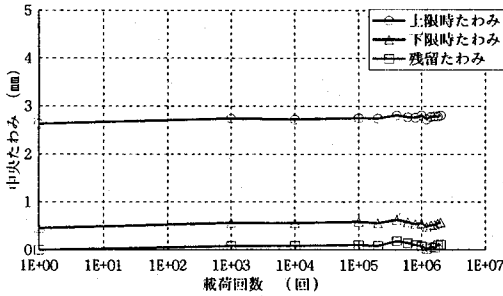


図-20 荷回数と中央たわみの関係(STEP1)

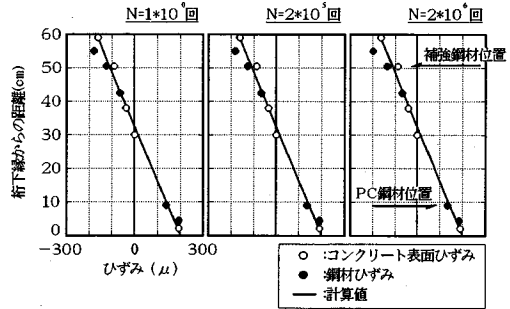


図-21 支間中央断面のひずみ分布(STEP1)

7. 桁の疲労試験⁷⁾

本形式の桁を実橋に適用するためには、繰り返し荷重に対する安全性の照査が必要となる。特に圧縮鋼材とこれを取り巻くコンクリートの一体性について疲労による影響を明らかにし、本形式の桁が実用に耐えうる構造であることを確認するために圧縮鋼材のある桁について疲労試験を実施した。

疲労試験は試験体T1を3体用いて行った。まずSTEP1として、道示における使用時の設計荷重相当の荷重を200万回繰り返し載荷する試験により桁の実用性を検討した。STEP2では、桁のひびわれ発生後の諸性状を明らかにすることを目的として、上限荷重をひびわれ発生荷重まで上げた状態で200万回繰り返し載荷した。したがって、STEP1とSTEP2を通して試験桁には計400万回の繰り返し載荷を行った。さらに、STEP3として、STEP2の繰り返し載荷後、最終的な桁の残存耐力を調べるために、静的載荷による破壊試験を行った。これらの結果を、別途比較用として製作した2体の静的破壊専用の試験体の耐力と比較検討した。

(1) 疲労試験方法

疲労試験は動的載荷能力±100tfの電気油圧式サーボ型疲労試験機により行い、桁の支間中央に1.5mの純曲げ域を設けた2点載荷とした。試験体は、桁長6.7m(支間長6.4m)、桁高60cm、幅40cmであり、配筋状態は図-19に示す。また、使用した鋼材は静的試験と同一のものであり、表-1と2に示す。

疲労試験供試体のコンクリート圧縮強度 $f'c = 553 \text{ kgf/cm}^2$ で、静的破壊用の供試体の場合は、 $f'c = 545 \text{ kgf/cm}^2$ であった。

プレストレスはポストテンション方式とし、PC鋼棒を用いて、50tf導入した。プレストレス後は、直ちにセメントペーストグラウトを実施した。

設計荷重相当の荷重を設定する際には、本形式の桁

が実橋に適用された場合の応力状態にできる限り近づける必要がある。このため、桁下縁コンクリートの引張応力度を許容応力度までとする、Ⅱ種PCの設計規準に基づいて実橋(スパン30m)の試設計を実施し、活荷重により発生する部材の応力振幅を求めた。この結果をもとに疲労試験における応力振幅を設定した。これより、上限荷重は、許容曲げ引張応力度の 15 kgf/cm^2 を桁下縁で発生させる荷重として $P_{\max} = 13.0 \text{ tf}$ とし、下限荷重は、コンクリートに発生する応力振幅が 50 kgf/cm^2 となるよう $P_{\min} = 2.6 \text{ tf}$ とした。荷重は一定振幅の正弦波で載荷し、載荷速度は4Hzとした。

STEP2では、桁下縁にひびわれが発生する荷重である20tfを上限荷重とし、下限荷重は、STEP1と同じ荷重とした。この設定により、荷重振幅はSTEP1に対し67%増となる。また、STEP1と同様に載荷回数は200万回、荷重一定の条件で試験を行い、載荷速度は3Hzとした。

STEP3の残存耐力試験ならびに繰り返し載荷を行っていない桁に対する静的破壊試験では、支持条件や載荷点位置等の条件は全て疲労試験と同一とした。

(2) 試験結果

a) 設計荷重の繰り返し載荷試験結果(STEP1)

図-20は、設計荷重相当の載荷を200万回繰り返した時の支間中央のたわみと載荷回数の関係を示す。繰り返し載荷前と200万回載荷後のたわみ量を比較すると、上限荷重時で 0.18 mm (2.63 mm から 2.81 mm)、下限荷重では 0.13 mm (0.46 mm から 0.59 mm)の増加が認められた。これに対し、載荷前と載荷後に測定した桁の残留たわみは 0.13 mm であったが、載荷中のたわみの振幅においてはほとんど変化はみられなかった。さらに、各部材に発生するひずみは、たわみと同様ひずみ量が大幅に増加することはなく、初期のひずみ振幅がほぼ一定に保たれていた(図-21)。このことから、たわみの増大は桁の剛性の低下によるものではないものと

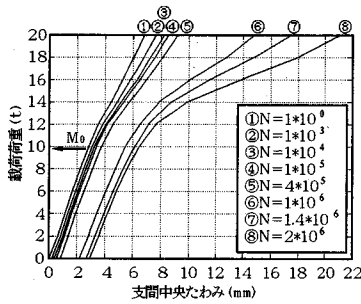


図-2.2 載荷回数によるたわみ量の変化(STEP2)

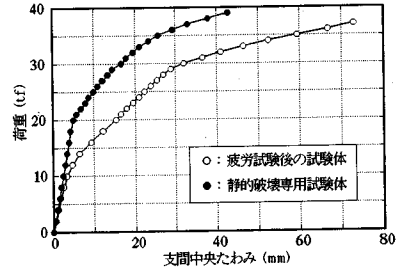


図-2.3 荷重とたわみの関係 (STEP3)

考えられる。また、残留たわみを除いたたわみの増加量は、上限荷重時のたわみ量に比較して、きわめて微小であることから構造上問題となることはない。

図-2.1は、載荷回数ごとにおける支間中央断面のひずみ分布図を示す。この図は上限荷重時におけるコンクリート表面、軸方向鉄筋、圧縮鋼材、P C鋼棒のそれぞれの各構成部材のひずみ値をプロットしたものであり、実線は計算によるひずみ分布を示す。初期載荷の図から、圧縮側のひずみ値に乱れが多少見られるものの、その他においてはほぼ計算値と一致している。ひずみとの差は、200万回載荷後においてもほとんど変化がないことから、他の構成部材とともに一体となって挙動していることがわかる。

また、最小二乗法から求めた近似直線のひずみが0となる点を中立軸とすると、1回目、20万回目、200万回目のそれぞれの載荷回数時における中立軸の位置は、桁下縁より31.6cm、31.5cm、31.0cmとなり、計算上の中立軸の位置32.3cmに近い値であった。したがって、200万回載荷後も中立軸の上昇はみられず、桁下縁にひびわれが発生することもなく、全断面有効であることが確かめられた。

STEP1の荷重による圧縮鋼材およびその付近に生じるコンクリートのひずみ変動量は、微小(90 μ)であり、鋼材位置は常に圧縮域であることを考慮すると使用時の設計荷重による疲労の影響はほとんどないものと考えられる。

b) 過載荷重の繰り返し載荷試験結果(STEP2)

上限荷重をひびわれ発生荷重(20tf)とし、荷重振幅を67%増加させた場合の載荷回数と支間中央たわみの関係を図-2.2に示す。第1回目の載荷時にはコンクリート下縁の応力が引張強度に達するまで全断面有効として抵抗し、その後ひびわれの伸展とともに曲げ剛性が低下する。一度ひびわれが生じたP C桁においては、デコンプレッションモーメント M_0 以上の荷重が作用した時に曲げ剛性が変化するが、この場合においては、 $P=10$ tf付近を境にして曲げ剛性が変化するの

わかる。しかしながら、STEP2の状態におけるP C鋼材はまだ弾性域にあるため、 M_0 以下の荷重では全断面有効とした場合の剛性を維持しており、この範囲内では載荷回数が増大しても勾配そのものには余り変化がない。しかし、 M_0 を越える荷重が作用すると、引張域のコンクリートを無視した場合の中間的な性状を示し、さらに12tf以上の荷重になると曲げ剛性が低下する。特に100万回を越えた段階でたわみの急激な変化がみられ、残留たわみも2~3mmに達する。これは、この段階において下端の引張鉄筋が疲労破断したのが原因であり、これにより大幅な曲げ剛性の低下を招いたためである。

c) 残存耐力試験結果(STEP3)

STEP2の200万回繰り返し載荷を終了した試験体2体について、残存耐力試験を実施し、疲労試験を行っていない2つの試験体の静的破壊試験の結果と比較した。図-2.3は、両者の荷重と支間中央たわみの関係を示したものである。

この結果によれば、デコンプレッションモーメント M_0 以下の荷重では両者のたわみ差はほとんどなく、400万回の載荷試験後においても圧縮鋼材はなおコンクリートと一体であることがわかる。

疲労試験後の試験体では、 M_0 以上の荷重が作用した場合、損傷のない試験体に比べほぼ2倍程度大きなたわみを生じた。また、桁の曲げモーメントが M_0 を越える荷重である10tf付近とP C鋼材が降伏域に入る荷重30tf付近で曲げ剛性が変化することがわかる。

一方、静的破壊専用試験体については、ひびわれが発生する荷重 $P=20$ tfおよび引張鉄筋が降伏する荷重 $P=30$ tf付近において剛性に变化がみられる。しかし、P C鋼材が降伏($P=35$ tf)した後の接線剛性は両者とも比較的近似していることがわかる。

最終的には、繰り返し載荷を行っていない試験体の最大曲げ耐力は44.5tf(計算値42tf)であり、これに対し、STEP2の繰り返し載荷後の試験体は引張域の鉄筋はすでに破断していたが、残存耐力は36.8tf(計算

値34.0tf)であった。このことから、疲労試験後の試験体の耐力は、初期耐力の83%を保有している。

8. まとめ

桁高を低めるために圧縮鋼材を用いたP C 桁の力学的な挙動について実験結果をもとに述べた。これらの結果をまとめると次のようになる。

1) 曲げひびわれ前の挙動は、たわみの比較から圧縮鋼材を一体と仮定した合成断面の桁の挙動と一致する。また、ひびわれ後においても桁の曲げ剛性の急激な変化はなく、ひずみ変化や中立軸の位置は終局荷重時まで圧縮鋼材を考慮した計算値と良く一致する。

2) せん断ひびわれ発生までの挙動は、弾性理論から求めた主応力度および主応力方向角度とも良く一致する。

3) 実測値におけるせん断ひびわれ荷重およびスタップの降伏荷重は、J R 総研式と良く一致する。すなわち、今回の実験のように集中荷重が載荷された場合には、プレストレスの軸方向成分の効果を着目断面のデコンプレッションモーメントに相当するせん断力と考えるのが妥当である。これに対し、土木学会式はこれらのせん断耐力の値よりも安全側にあり、したがって、土木学会式を基本とした道路橋示方書によれば安全側の設計になる。

4) 圧縮鋼材の孔の耐力は、孔の径の増加に伴って増大し、桁の試験に用いた $\phi 50\text{mm}$ の場合、1つの孔に対して約7~9tfの破壊耐力を有する。

5) コンクリート下縁に $15\text{kgf}/\text{cm}^2$ を発生させる荷重を最大荷重とし、応力振幅が $50\text{kgf}/\text{cm}^2$ となる荷重(設計荷重)の200万回載荷試験では、載荷前と後のたわみとひずみの測定値の差はほとんど認められなかった。したがって、設計荷重以下の場合には疲労の影響はないものと考えられる。(STEP1)

ひびわれ荷重による200万回試験では、100万回を越えた段階で下端鉄筋が破断したが、P C 鋼材はなお弾

性域にあることから繰り返し載荷後においてもデコンプレッションモーメント以下では初期の剛性を保持している。(STEP2)

400万回載荷後の供試体では、すでに下端鉄筋は破断していたが、圧縮鋼材とコンクリートの一体性はなお保持され、供試体の残存耐力は、疲労試験を行わない供試体の破壊耐力の83%であった。(STEP3)

以上のことから、本桁に使用した圧縮鋼材は、設計荷重、終局荷重および使用時の疲労荷重に対してコンクリートと一体性を確保しており、このため、いずれにおいても鋼材をコンクリートとの合成抵抗断面として設計することができる。

参考文献

- 1) 野田行衛, 新井達夫, 児島啓太郎: 桁高の低いP C 橋の開発, プレストレストコンクリート技術協会 第3回シンポジウム論文集, pp. 147-150, 1992. 11.
- 2) 児島啓太郎, 野田行衛: 圧縮側に補強鋼材を用いたP C 桁, 土木学会第48回年次学術講演会, pp. 30-31, 1993. 9.
- 3) 土木学会: コンクリート標準示方書 設計編, 平成3年版, pp. 57-61, pp. 85-87.
- 4) (社)日本道路協会, 道路橋示方書・同解説, 1994年2月.
- 5) 佐藤勉, 山住克己, 渡辺忠朋: プレストレストコンクリートはりのせん断強度, 鉄道総研報告 Vol. 2, No. 8. pp. 19-24, 1988. 8.
- 6) 土木学会: コンクリート技術の現状と示方書改訂の動向, コンクリートライブラリー79, pp. 127.
- 7) 野田行衛, 新井達夫, 北野勇一: 圧縮鋼材を有するP C 桁の疲労試験, プレストレストコンクリート技術協会第4回シンポジウム論文集, pp. 181-184, 1994. 10.
- 8) 田辺, 松貝, 梅原, 二羽: コンクリート構造, pp. 107-156, 朝倉書店.
- 9) F. レオンハルト: プレストレストコンクリート, コンクリート講座5, pp. 188, 鹿島出版.

(1995. 12. 7受付)

THE MECHANICAL BEHAVIOR OF PRESTRESSED CONCRETE GIRDER WITH STEEL PLATE

Yukie NODA, Koji OSAWA, Tatsuo ARAI and Keitaro KOJIMA

A prestressed concrete girder with a steel section in its compressive zone is developed for bridges. The girder has an advantage of having less depth than the ordinary prestressed concrete girder. This paper reports about bending, shear and fatigue behavior of the girder based on experimental data. The connection between steel and concrete is achieved by introducing holes in the steel section. The paper also reports 'Push out test' performed to ensure the strength of these connections.