

# 段差付き空胴プレストレストコンクリート合成床の開発実験

竹田 清二<sup>\*1</sup>・鶴田 賢二<sup>\*2</sup>・徳留 卓<sup>\*3</sup>

最近の急速な高齢化の進展とともにバリアフリータイプの住宅が増えている。このため集合住宅では水回りを段差スラブにすることが多いが、段差部の施工は複雑でコストも高くなりやすい。これら問題を解決するため、筆者らは空胴プレストレストコンクリート板による工場組立て方式の段差合成床の開発を行った。すなわち、1スパン分の空胴プレストレストコンクリート板を2枚に分割し、工場で段差状に配置し、段差部の空胴をスリット加工して、接合筋・肋筋を配筋し、段差部のみコンクリートで一体化する方式である。実験は、この工場組立て方式と現場組立て方式の2体の短期曲げ載荷実験ならびに1体の長期曲げ載荷たわみ計測である。さらに後者では、計測終了後、設計荷重の3倍載荷実験を行い、十分な性能を有していることを確認した。

キーワード：段差スラブ，空胴プレストレストコンクリート板，合成床，長期曲げ載荷実験

## 1. はじめに

最近の急速な高齢化社会の進展にともない集合住宅はバリアフリー化する傾向にあり、床板の場合水回りなどを段差スラブにすることが多い。床板には使用性（振動，遮音，たわみ，ひび割れ）のほか経済性，施工性などの厳しい条件がつくが，段差板にはさらに階高の有効性などが加わる。これらの条件をクリアしつつ段差スラブとする一方法として，1スパン分のPC板を段差部で2枚に分割し，段差状にして場所打ち鉄筋コンクリートで一体化する段差合成床がある。

筆者らは，段差合成床の開発を目的として，プレテンション方式の空胴プレストレストコンクリート板（以下「S-HC板」という）をPC素材として，段差連結部の空胴上縁をスリット加工し，所定量の接合筋および肋筋を配筋し，場所打ちコンクリートにより一体化を図った段差合成床（以下「S-HC段差合成床」という）の短期曲げ載荷実験と635日間の長期曲げ載荷たわみ計測実験を行った。後者では計測終了後，設計荷重の3倍載荷実験も実施した。開発の最大の狙いは，現場作業の簡略化であり，複雑な手間を要する段差部を工場で一体化し，床部の配筋とトッピング

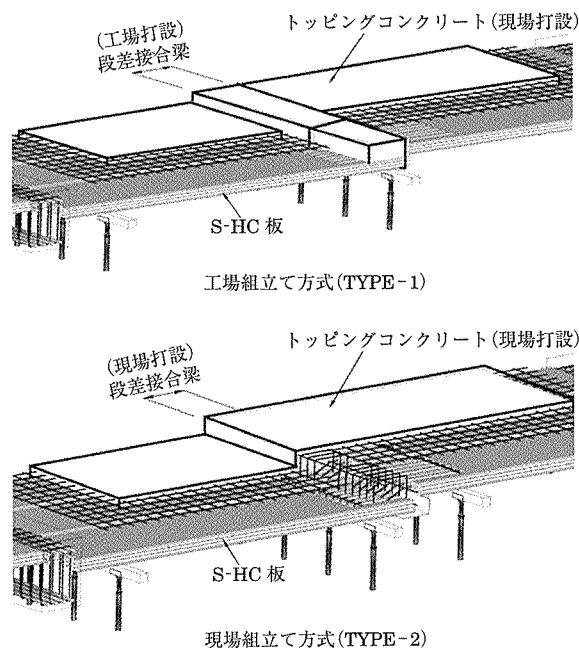
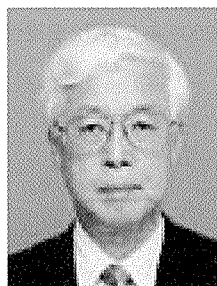


図-1 S-HC 段差合成床 2 タイプの組立て方式



<sup>\*1</sup> Kiyoji TAKEDA

昭和コンクリート工業(株)  
建築東京支店



<sup>\*2</sup> Kenji TSURUDA

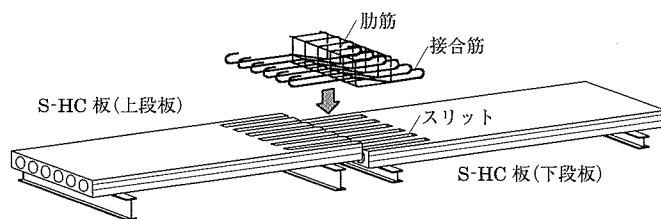
東急建設(株) 建築技術部  
躯体技術グループ



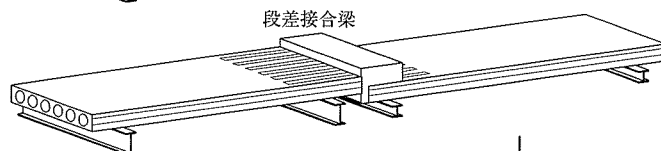
<sup>\*3</sup> Takashi TOKUDOME

(株) 建研 東京支店  
技術部

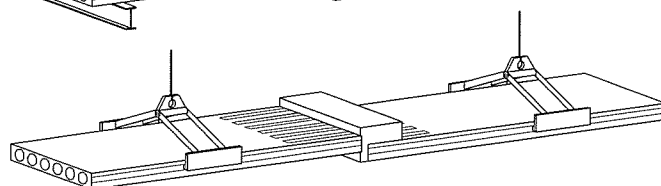
STEP1[工場]: 2枚のS-HC板に接合筋・肋筋を配筋(4点支持)



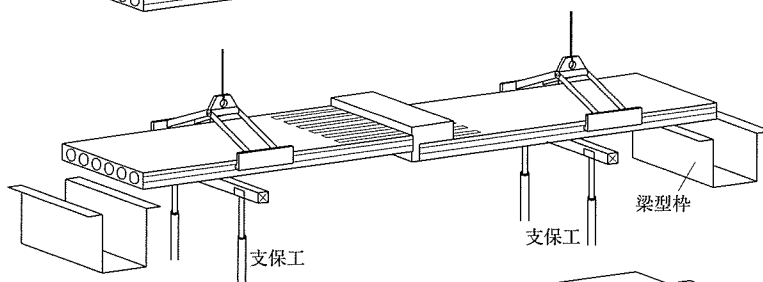
STEP2[工場]: 段差接合梁のコンクリート打設・養生(4点支持)



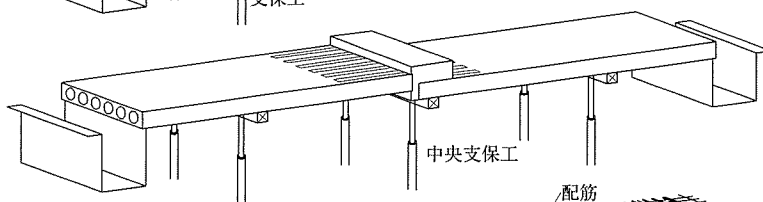
STEP3[工場→現場]: 脱型・運搬(2点支持)



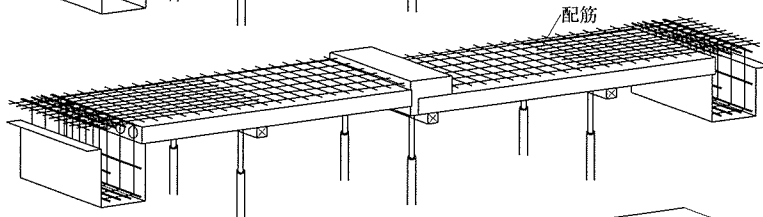
STEP4[現場]: S-HC段差板据付(支保工2点支持)



STEP5[現場]: 中央支保工設置(自重負担しない)(支保工2点支持)



STEP6[現場]: 型枠・配筋・コンクリート打設・養生(支保工3点支持)



STEP7[現場]: 支保工撤去・完了

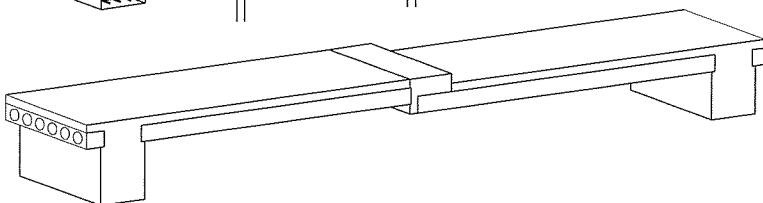


図-2 工場組立て方式の施工手順

コンクリートを現場で打設する工場組立て方式(図-1上、図-2の施工手順)と、個々のS-HC板を現場に搬入・所定の位置に設置後、段差部・床部の配筋・コンクリート打設を行う現場組立て方式(図-1下)について実験を行い、両方式の実用化に向けた成果を得たのでここに報告する。

## 2. 曲げ載荷実験

### 2.1 実験概要

#### 2.1.1 試験体

試験体は2体で、試験体一覧を表-1、試験体図を図-3に示す。TYPE-1は工場組立てを想定しており、段差部(以下、「段差接合梁」という)を先に打設し、20日後にト

ッピングコンクリートを打設した。TYPE-2は、現場組立てを想定した一体打設方式である。両者とも試験体製作から試験開始まで一定の場所で行ったので、TYPE-1に特有な自重、トッピングコンクリートの段階的応力の組合せは考慮していない。接合筋 12-D16, 肋筋 6-D13, トッピングコンクリート厚さ 110 mm, 試験体スパン 5 000 mm は共通である。TYPE-1, 2の寸法上の主な違いは、段差高さ、段差接合梁の幅およびS-HC板の厚さである。TYPE-1, 2ともトッピングコンクリートの上端鉄筋は、段差接合梁には定着されていない。S-HC板のPC鋼材(SWPR7A)の配筋はTYPE-1は下段筋 7-12.4 mm, 上段筋が 2-10.8 mm TYPE-2は同 7-12.4 mm, 4-10.8 mm, とした。表-2, 3に使用材

○ 研究報告 ○

料の試験結果を示す。

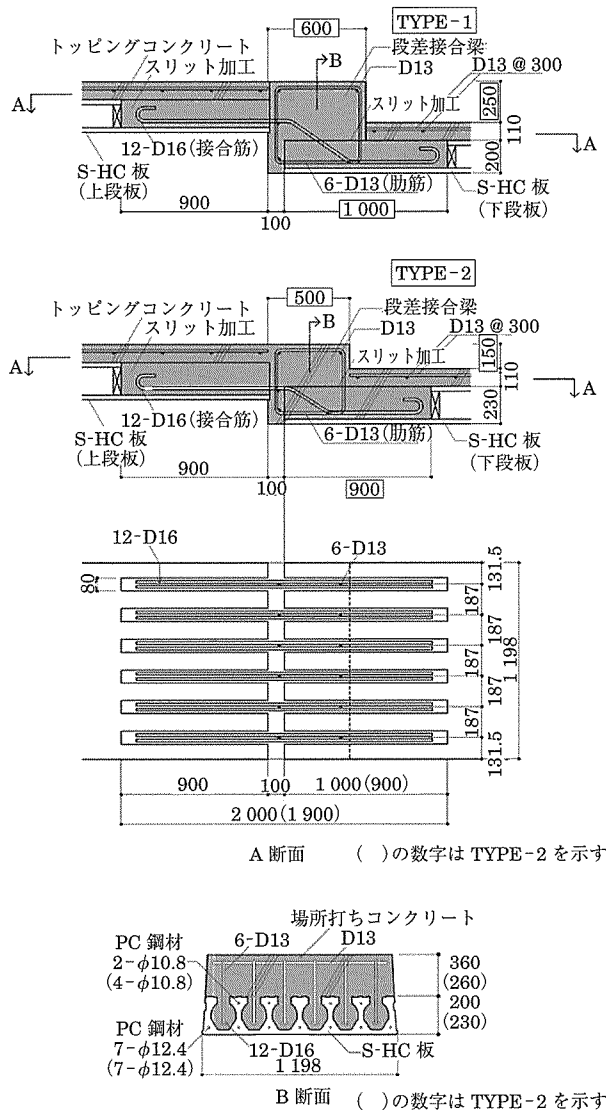


図 - 3 曲げ載荷試験体

表 - 1 試験体一覧

単位: mm

試験体記号	組立て方式	S-HC板厚さ	トッピングコンクリート	段差高さ	段差接合梁幅	スパン
TYPE-1	工場組立て方式	200	110	250	600	5 000
TYPE-2	現場組立て方式	230	110	150	500	5 000

段差接合梁部の筋筋 6-D13, 接合筋 12-D16 は TYPE-1, 2 共通

表 - 2 コンクリートの材料特性

部 位	圧縮強度 N/mm <sup>2</sup>	割裂強度 N/mm <sup>2</sup>	ヤング係数 N/mm <sup>2</sup>
TYPE-2 床部・段差梁部	27.7	2.43	21 330
TYPE-1 床部			
TYPE-1 段差梁部	34.4	2.72	22 300
S-HC板	62.2	4.41	39 546

表 - 3 鉄筋の機械的性質

鉄筋径・種別	降伏強度 N/mm <sup>2</sup>	引張強度 N/mm <sup>2</sup>	ヤング係数 N/mm <sup>2</sup>
D13 (SD345)	356.7	516.0	192 400
D16 (SD345)	357.6	520.6	195 800

2.1.2 試験体の加力と計測

加力状況を図 - 4 に示す。加力は 1 000 kN 曲げ試験装置の油圧ジャッキによる 2 点載荷とし、載荷スパンは 2 500 mm とした。載荷サイクルは、① 目視でひび割れ確認時、② 接合筋が許容応力度相当のひずみに達したときにそれぞれ除荷後、③ 最大荷重を過ぎ、たわみが 100 mm に達するまで載荷を行った。計測は接合筋・筋筋・上下面コンクリート・段差接合梁側面コンクリートひずみ、上段板と段差接合梁の境界面ひび割れおよびたわみである。計測時のゼロポイントは、載荷開始からとし、載荷前の自重によるひずみ、たわみは含まない。

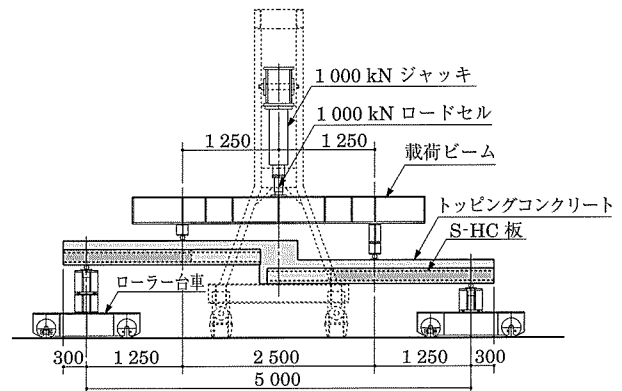


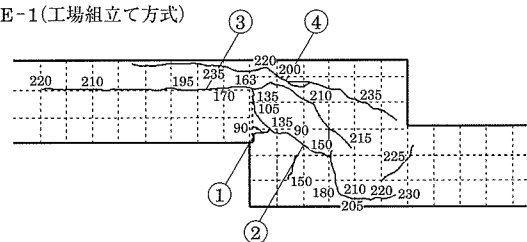
図 - 4 試験体の加力状況

2.2 実験結果

2.2.1 たわみ進展状況

最終破壊時ひび割れ状況を図 - 5, 荷重 - 中央たわみ関係を図 - 6 に示す。ひび割れ発生傾向ならびに荷重 - たわみ履歴特性は TYPE-1, 2 とも類似した。まず上段板と段差接

TYPE-1(工場組立て方式)



TYPE-2(現場組立て方式)

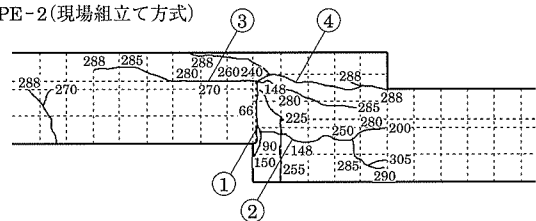


図 - 5 TYPE-1,TYPE-2 中央段差接合梁近傍ひび割れ状況図

合梁の接合部に曲げひび割れが発生①，除荷し再載荷後，新たに接合筋に沿う形で段差接合梁内に上段板側から斜めひび割れが発生②，その後許容応力度相当荷重に達したので，除荷し再載荷後，新たに上段板と場所打ちコンクリートの打継部に水平ひび割れが発生③，まもなく接合筋が降伏，段差接合梁に下段板側から上段板側の場所打ちコンクリートに向けて斜めひび割れが発生④，④のひび割れが段差接合梁のほぼ全長に達したとき一時的に耐力が減退したが，まもなく斜めひび割れ発生前の耐力を回復，それ以降の耐力は伸びず斜めひび割れ幅とたわみが増大した。残留たわみは TYPE-1, 2 それぞれ 83.7, 87.0 mm であった。

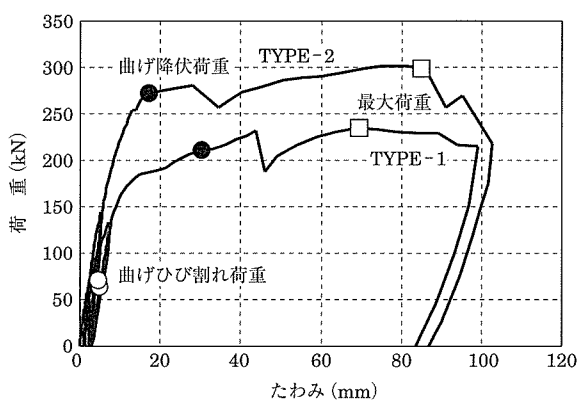


図 - 6 荷重 - 中央たわみ関係

### 2.2.2 接合筋の荷重 - ひずみ分布

図 - 8 に荷重  $P$  (kN) での接合筋のひずみを示す。横軸は段差接合梁境界 (ゲージ記号 A 4) を原点とする距離表示である。接合筋のひずみは段差接合梁境界で最大で，左右両側に遠ざかるにしたがい減少する。上段板側は，S-HC 板の PC 鋼材が接合筋の引張応力を直に引き継ぐので隣接する A 3 のひずみは小さいが，右側の段差接合梁内では下段板までの引継ぎ区間があり，その間を引張材として継続するため A 5, A 6 に大きなひずみが生じている (段差が大きい TYPE-1 は下段板までの橋渡し区間がより長くなるの

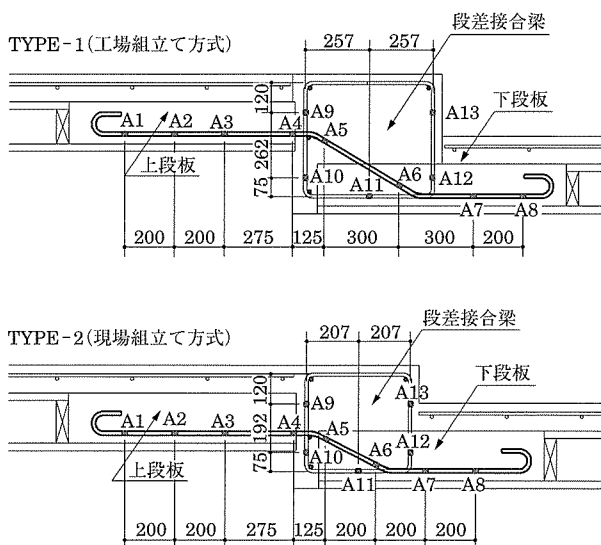


図 - 7 鉄筋ゲージ記号案内図

で載荷荷重が大きくなるにしたがい接合筋の引張材としての役割が顕著) (図 - 7)。

### 2.2.3 筋筋の荷重 - ひずみ分布

図 - 9 に荷重  $P$  (kN) での筋筋のひずみ関係を示す。横軸はゲージ記号である。ひずみは接合筋との交点近傍 A 9, A 10 がもっとも大きく，A 11, A 12 と遠ざかるにしたがい減少する。しかし，段差接合梁下端の A 11 のひずみは荷重が大きい場合曲げ応力を負担するため増加する傾向を示している。

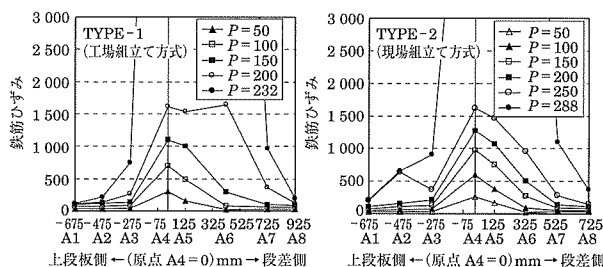


図 - 8 荷重  $P$  (kN) - 接合筋ひずみ関係

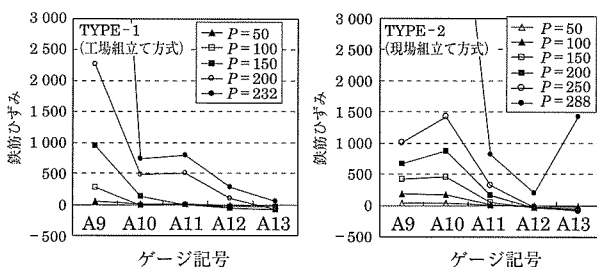


図 - 9 荷重  $P$  (kN) - 筋筋ひずみ関係

### 2.3 実験結果の検討

曲げひび割れ荷重，曲げ降伏荷重および最大荷重時の実験結果と計算値の比較を表 - 4 に示す (表の計算値は後述する)。

表 - 4 実験結果と計算値比較

単位: kN

荷重段階	部位	実験値・計算値	TYPE-1	TYPE-2
曲げひび割れ時荷重	上段板と段差接合梁境界部 (イ) 断面	実験値 (観測値) ①	70.73	72.86
		自重 <sup>2)</sup>	47.00	45.59
	計算値 ①	合計	117.73	118.45
		実①/計①	1.34	1.12
曲げ降伏時荷重	上段板と段差接合梁境界部 (イ) 断面	実験値 ②	212.06	273.19
		自重 <sup>2)</sup>	47.00	45.59
	計算値 ②	合計	259.06	318.78
		実②/計②	1.07	1.15
最大耐力時荷重	段差接合梁 (ロ) 断面	計算値 ③	222.19	271.87
		実②/計③	1.17	1.17
	実験値 ③	載荷荷重 <sup>1)</sup>	239.39	306.52
		自重 <sup>2)</sup>	47.00	45.59
計算値 ③		合計	286.39	352.12
実③/実②			1.11	1.10

<sup>1)</sup> 載荷荷重にはロードセル荷重に載荷梁 4.86 kN を加算している。

<sup>2)</sup> 自重は，自重による中央モーメント相当の集中荷重  
なお，表中断面 (イ)，(ロ) は図 - 14 による。

2.3.1 曲げひび割れについて

(1) ひび割れ荷重

試験体の境界部には、当初から微小ひび割れが発生しているが、実験値（観測値）① / 計算値 ②は TYPE-1, 2 それぞれに対し 1.34, 1.12 を示した（表 - 4）。一見一体式コンクリートの結果と変わ

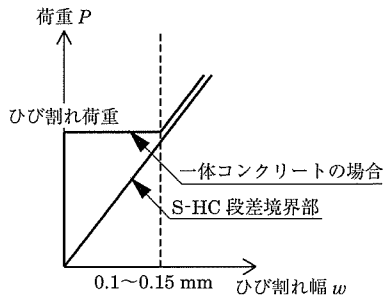


図 - 10 見かけひび割れ荷重概念図

らないが、その理由は、図 - 10 に示すように、観測ひび割れ幅 0.1~0.15 mm における見かけの近似値と一体式コンクリートのひび割れが一致するためと思われる。ここで、ひび割れ荷重は  $P = 2 F_t R Z_D / a$  ( $a$  : 載荷点から支点までの距離,  $F_t = 0.56 F_c^{0.5}$  : コンクリートの引張強度,  $R Z_D$  : 境界部の断面係数〈中実断面と仮定〉,  $F_c$  : 段差接合梁コンクリート圧縮強度) で計算した。

(2) 接合筋の応力度と曲げひび割れ幅

接合筋は折れ曲がって配筋される。したがって、直線筋に生じる応力度  $\sigma_{t1}$  に折れ曲がり反力により付加モーメントが生じ、付加応力度  $\Delta\sigma_{t1}$  が加算される。

接合筋応力度は

$$\sigma_{t1} = \sigma_{t1} + \Delta\sigma_{t1} \quad (1)$$

ここで、

直線筋の応力度は

$$\sigma_{t1} = \frac{M_p}{a_{t1} j} = \frac{Pa}{2a_{t1} j}$$

$$M_p = \frac{Pa}{2} \quad \text{載荷荷重による段差境界部のモーメント} \quad (3)$$

$P$  : ひび割れ発生時載荷荷重

$a_{t1}$  : 接合筋の断面積

$j$  : 上段板の応力中心距離

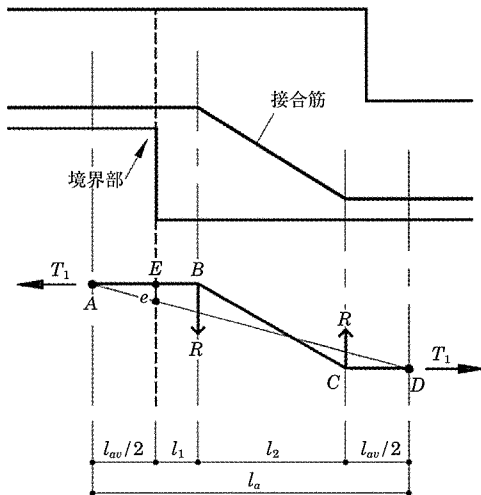


図 - 11 折れ曲がり接合筋による付加応力

接合筋の折れ曲がりによる付加モーメント算出にあたり、接合筋の A, D を端点とする張弦材と考えれば、直線 AD から接合筋の離間距離（偏心距離）と張力  $T_1$  の積が付加モーメントになる。A 点は段差接合梁境界部 E 点から上段板側へ付着長さの 1/2, D 点は折れ曲がり C 点から下段板側へ付着長さの 1/2 とする（図 - 11）。E 点での偏心距離を  $e$  とすれば、境界部 E の付加モーメント  $\Delta M_p$  による応力度  $\Delta\sigma_{t1}$  は、

$$\Delta\sigma_{t1} = \frac{\Delta M_p}{a_{t1} j} = \frac{\sigma_{t1} e}{j}$$

ここで、

$$\Delta M_p = T_1 e \quad (5)$$

$$T_1 = a_{t1} \sigma_{t1} \quad \text{鉄筋張力} \quad (6)$$

$$e = \frac{l_{av} D_a}{2l_a} \quad \text{境界部における接合筋の偏心距離} \quad (7)$$

$$l_{av} = \frac{T_1}{K f_b \psi} \quad \text{付着長さ。記号は RC 規準りによる} \quad (8)$$

$D_a$  : 接合筋の上段部と下段部の差

$l_a$  : 接合筋有効区間

境界部のひび割れ幅  $w$  は、上記接合筋応力度  $\sigma_{t1}$  とひび割れ間隔  $l_{av}$  (付着長さと同しと仮定) から、PRC 指針<sup>2)</sup>により求め、実験結果と比較すると、TYPE-1, 2 の実験値 / 計算値は 0.92, 1.00 とよく近似した（表 - 5）。

(3) 初期剛性 / 初期ひび割れたわみ

初期曲げひび割れ（観測値）時のたわみ計算は、弾性たわみ  $\delta_e$  に上段板と段差接合梁の境界部に発生する微小ひびわれによる回転たわみ  $\delta_\theta$  を加算する。

$$\text{弾性たわみ式: } \delta_e = \frac{PL^3}{48EI} \left[ 3 \left( \frac{a}{L} \right) - 4 \left( \frac{a}{L} \right)^3 \right] \quad (9)$$

$$\text{回転たわみ式: } \delta_\theta = \frac{wL}{4d} \quad (10)$$

ここで、 $P$  : 曲げひび割れ発生時載荷荷重

$w$  : ひび割れ幅

$L$  : スパン (= 5 000 mm)

$d$  : 上段板有効成

表 - 5 ひび割れ荷重での接合筋応力度、ひび割れ幅および初期剛性

項目		記号・単位	TYPE-1	TYPE-2
荷重	初ひび割れ荷重（観測値）	$P_L$ (kN)	70.73	72.86
	自重	$P_D$ (kN)	47.00	45.59
	全荷重 $P_L + P_D$	$P_e$ (kN)	117.73	118.45
実験値	接合筋応力度 ( $\epsilon_s E_s P_e / P_L$ )	$\sigma_{t1}$ (N/mm <sup>2</sup> )	123.5	136.6
	ひび割れ幅	$w_e$ (mm)	0.164	0.160
	たわみ ( $P_L$ 荷重に対して)	$\delta_e$ (mm)	2.24	2.16
	初期剛性 ( $P_L / P_e$ )	$K_e$ (kN/mm)	31.58	33.73
計算値	接合筋応力度 $\sigma_{t1} + \Delta\sigma_{t1}$	$\sigma_{t1}$ (N/mm <sup>2</sup> )	167.3	146.4
	ひび割れ幅	平均ひび割れ幅 $\times 1.5$ $w_c$ (mm)	0.178	0.160
	たわみ	$\delta_e + \delta_\theta$ (mm)	2.74	2.13
	初期剛性 ( $P_L / P_e$ )	$K_c$ (kN/mm)	25.81	34.21
ひび割れ幅比	$(w_e / w_c)$	—	0.92	1.00
たわみ比	$(\delta_e / \delta_c)$	—	0.82	1.01
初期剛性比	$(K_e / K_c)$	—	1.22	0.99

$EI$  : S-HC 板のヤング係数および S-HC 合成床の等価断面 2 次モーメント

回転たわみを考慮した実験値（観測値） / 計算値の初期剛性比は TYPE-1, 2 それぞれに対し, 1.22, 0.99 であった, 同じくたわみ比は初期剛性の逆数 0.82, 1.01 であった (表-5)。

### 2.3.2 肋筋（吊上げ筋）について

肋筋は, 接合筋の折れ曲げ反力  $R$  を負担する。折れ曲げ点が打継部にある場合, 肋筋が 100% の  $R$  を負担するとと思われるが, 本試験体では下段板の内側近傍にあるので, 反力  $R$  の一部は S-HC 下段板の内部応力として吸収され, 残りが肋筋応力に振り分けられたと推察される (図-12)。  $R$  に対する肋筋の分担率は図-13 に示すように, 載荷荷重の初期段階では打継部の剛性が高いので TYPE-1 では 5% 程度, TYPE-2 では 8% 程度である。荷重が増加し肋筋が降伏荷重まで達すると, TYPE-1 では 60% 程度, TYPE-2 では 40% 程度まで負担が増加する。また, 段差が大きいくほど肋筋の負担割合が大きくなる傾向が見られた。

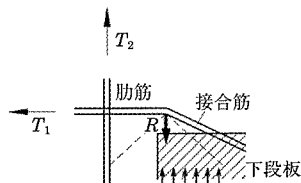


図-12 接合筋の折れ曲がり反力と下段板・肋筋の荷重分担概念図

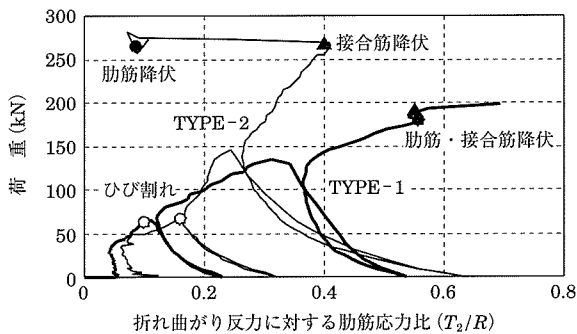


図-13 接合筋の折れ曲がり反力と肋筋応力比の関係

### 2.3.3 曲げ降伏耐力

曲げ降伏時, 段差接合梁は, 曲げ圧縮力の偏心により, 段差接合梁の三角領域斜面には斜張応力度が生じ, 限界に達すると斜めひび割れが発生し欠損断面となる。ひび割れは下段板上部の内隅からトッピングコンクリートの上端鉄筋の被り厚さを剥がすように斜めに発生する。したがって, 曲げ耐力は, 二断面で検討する。一つは, 上段板と段差接合梁境界断面 (イ) で, 圧縮部の鉄筋被りを欠損断面として, もう一つは, 段差接合梁部の断面 (ロ) で, 接合筋と肋筋の合力により斜め梁として検討する (図-14)。

#### (1) 上段板と段差接合梁の境界部 (イ) の曲げ耐力

曲げ耐力は, 次式による。

$$M_y = (7/8) d_{u1} \sigma_y \quad (11)$$

ここで,  $d_u = D - c_1 - c_2$  : 上段板有効成 (12)

$D$  : 上段板全成

$c_1$  : 上端鉄筋の心から板上端までの距離

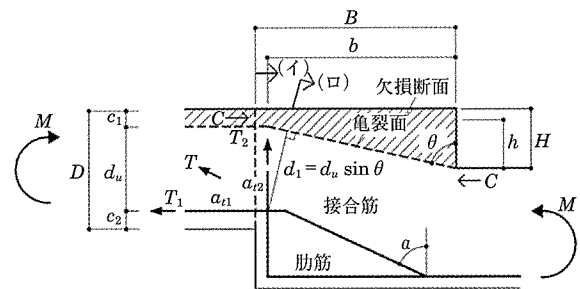


図-14 段差接合梁領域の曲げ降伏

$c_2$  : 接合筋の心から板下端までの距離

$\sigma_y$  : 接合筋の降伏強度

#### (2) 段差接合梁断面 (ロ) の曲げ耐力

曲げ耐力は, 次式より求める。

$$M_y = T (d_1 - 0.42x_n) \quad (13)$$

ここで,  $d_1 = d_u \sin \theta$  : 斜め梁有効成 (14)

$$T = T_1 \sin \alpha + T_2 \cos \theta : \text{接合筋と肋筋の合力} \quad (15)$$

$$T_1 = a_{11} \sigma_y : \text{接合筋終局耐力} \quad (16)$$

$$T_2 = a_{22} \sigma_y : \text{肋筋終局耐力} \quad (17)$$

$$x_n = \frac{T}{0.83_R B F_c} : \text{斜め梁中立軸} \quad (18)$$

$R$  : 板の幅

$F_c$  : 段差接合梁のコンクリート圧縮強度

検討結果では, 段差接合梁内の耐力 (ロ) が境界部 (イ) よりもいく分低く, 実験値 / 計算値は, (イ) の場合, TYPE-1, 2 はそれぞれ 1.07, 1.15 で, (ロ) の場合いずれも 1.17 であった (表-4)。

### 2.3.4 段差接合梁上部三角領域のずれせん断耐力

段差接合梁三角部のひび割れ発生は, TYPE-1, 2 それぞれ 200 kN, 240 kN に達したときであるが, 曲げ耐力はひび割れがほぼ全長に伸びる 231 kN, 280 kN まで増加し, そこで, 一時的に耐力が減退し, 応力再分配して耐力を回復する。ここでは, ひび割れ発生時のせん断応力度を求める。図-14 において亀裂面の応力の釣合いを考える (接合筋は降伏と仮定)。

ひび割れ発生時接合筋降伏時コンクリート圧縮力

$$C = T_e + T_d \quad (\text{記号は表-6}) \quad (19)$$

亀裂面でのコンクリート平均せん断応力度:

$$\tau = C \cos \theta / A \quad (20)$$

亀裂面でのコンクリート平均引張応力度:

$$\sigma_t = 2C \cos \theta / A \quad (21)$$

亀裂面での合せせん断応力度:

$$\tau_s = 0.5 \left[ \sigma_t + \sqrt{\sigma_t^2 + 4\tau^2} \right] \quad (22)$$

$A$  : 亀裂域面積

で表される。実験値から求めた亀裂時せん断応力度は TYPE-1, 2 それぞれに対し 1.88, 1.97 N/mm<sup>2</sup> でずれせん断ひび割れを起こす。なお接合筋の降伏強度  $\sigma_y = 357.6$  N/mm<sup>2</sup> (表-3) を用い  $C = a_{11} \sigma_y$  とした場合, 同 1.57, 1.82 N/mm<sup>2</sup> であった (後者は表-6 の ( ) の数値で示す)。

表 - 6 斜面ひび割れ荷重時の限界せん断応力度

項目	記号	TYPE-1	TYPE-2
斜面ひび割れ時荷重(実験値)	$P$ (kN)	200	240
接合筋応力(ゲージ記号 A5 実験値)	$T_i$ (kN)	757.5	628.9
自重等による接合筋応力(計算値)	$T_d$ (kN)	265.0	297.8
接合筋による全圧縮力( $T_i + T_d = C$ )	$C$ (kN)	1022.4(853.9)	926.7(853.9)
コンクリートのせん断応力度	$\tau$ (N/mm <sup>2</sup> )	1.25 (1.05)	1.47 (1.35)
コンクリートの引張応力度	$\sigma$ (N/mm <sup>2</sup> )	1.04 (0.87)	0.88 (0.81)
斜面ひび割れ時せん断応力度	$\tau_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	1.88 (1.57)	1.97 (1.82)

<sup>\*)</sup>  $T_i = \alpha_i \epsilon_s E_s$ :  $\epsilon_s$ : 接合筋ひずみ実験値,  $E_s$ : 接合筋ヤング係数実験値(表-3)  
<sup>\*\*)</sup>  $T_d = M_d / j$ :  $M_d$ : 自重等による曲げモーメント,  $j$ : 合成床応力中心距離

### 3. 長期曲げ荷重たわみ計測

#### 3.1 実験概要

長期曲げ荷重たわみ測定は工場組立て方式の S-HC 段差合成床を用いて実施した。荷重期間は 635 日である。荷重期間終了後、除荷して 2 週間残留たわみを計測、最後に長期設計荷重の 3 倍の短期曲げ荷重実験を実施した。長期荷重実験試験体の荷重順序を図 - 15 に、試験体仕様を表 - 7 に示す。荷重までの施工順序を示すと以下のとおりである。

(1) 厚さ 200 mm の 2 枚の S-HC 板の段差部分(段差接合

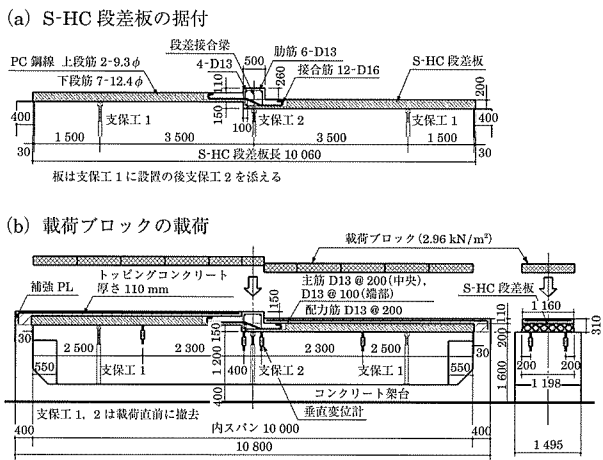


図 - 15 長期荷重実験試験体の荷重順序

表 - 7 長期曲げ試験体の仕様

S-HC 板	板長(内スパン)		10 060 (10 000) (mm)
	上段板長さ+打継部長さ+下段板長さ		4 790 + 90 + 5 180 (mm)
	掛り長さ		30 (mm)
	板厚さ		200 (mm)
	板幅(下端)		1 198 (mm)
PC 鋼材	上段筋	SWPR7A-2本-φ9.3 (mm)	
	下段筋	SWPR7A-7本-φ12.4 (mm)	
PC 鋼材緊張力		882.4 (kN)	
トッピング コンクリート	厚さ	110 (mm)	
	鉄筋 (SD 345)	スパン方向	端部 D13@100(シングル) (mm)
		中央	D13@200(シングル) (mm)
	スパン直交方向	全長	D13@200(シングル) (mm)
段差接合筋	梁幅	500 (mm)	
	段差	150 (mm)	
	接合筋 (SD 345)	12-D 16	
	筋筋 (SD 345)	6-D 13	

梁)を接合筋とともに後打ちコンクリートを打設(S-HC 段差板), (2) 12 日経過後プレキャストコンクリート製架台の端部近傍 2 箇所に設置した支保工 1 に S-HC 段差板を設置し, スパン中央に支保工 2 を添えた(図 - 15(a)), (3) S-HC 板上面および両端部に厚さ 110 mm のトッピングコンクリートを打設(スラブ端部鉄筋の定着長さ 520 mm), (4) 31 日の自然養生後, 垂直変位(中央, 1/4 点), 鉄筋ひずみ(板端部上端鉄筋ひずみ, 接合筋, 肋筋)の測定を開始。支保工 1, 2 を撤去, (5) 荷重ブロック(2.96 kN/m<sup>2</sup>)を荷重(図 - 15(b))。

#### 3.2 長期曲げ荷重実験結果および考察

表 - 8 に使用材料の試験結果を示す。

表 - 8 使用材料と試験結果

(1) コンクリート(荷重開始時)				
試験項目	部位	S-HC 板	段差接合梁	トッピング コンクリート
圧縮強度(N/mm <sup>2</sup> )		69.4	30.7	26.1
ヤング係数(kN/mm <sup>2</sup> )		43.11	23.44	21.14
(2) 鉄筋				
試験項目		D13	D16	
引張強度(N/mm <sup>2</sup> )		534.8	535.6	
降伏強度(N/mm <sup>2</sup> )		370.7	370.2	
ヤング係数(kN/mm <sup>2</sup> )		191.5	191.7	

##### 3.2.1 ひび割れ状況

コンクリートのひび割れ状況を図 - 16 に示す。荷重後段差接合梁境界部に 0.2 mm のひび割れが発生した。それ以降, ひび割れ幅, ひび割れ長さの増大は観測されず, 新たなひび割れも発生しなかった。スラブ端部上端の最大ひび割れ幅は長期荷重測定終了時点で 0.3 mm, ひび割れ間隔は, 端部から 1 130~1 340 mm までの区間に 123 mm~283 mm であった。表 - 9 に板端部上端と段差接合梁のひび割れ幅実測値と端部モーメントが 0.9 C (C: 固定端モーメント)

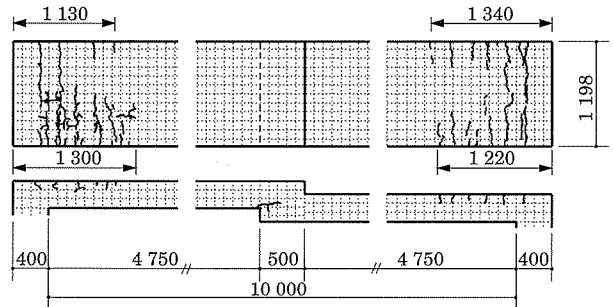


図 - 16 試験終了時のひび割れ状況図

表 - 9 ひび割れ幅の実験値と計算値比較(単位 mm)

鉄筋の位置		実験値	計算値*5	実/計
段差接合梁	上段板との境界	0.20	0.16	1.25
	板端部 上端筋	上段板	室内側	0.23
窓側			0.87	
下段板		室内側	0.23	0.87
		窓側		1.09

\*5 端部モーメントは 0.9 C で計算 (C は固定端モーメント)

の場合の計算値の比較を示す。実 / 計は 0.87~1.30 と比較的一致した。

### 3.2.2 段差接合梁の鉄筋応力度

表 - 10 は 載荷直後の鉄筋ひずみの実験値と端部モーメントが 0.9 C の場合の計算値を比較したものである (測定は 載荷時から開始しているため自重応力度は計算で算出)。鉄筋ひずみは段差接合梁・肋筋 (段差接合梁の上段板側境界部) と板端部上端筋である。鉄筋ひずみの実 / 計段差接合筋・肋筋で 0.95~1.02, また, 端部上端筋で 0.77~0.90 とよく一致した。

表 - 10 載荷直後の鉄筋応力度の実験値・計算値比較

単位: N/mm<sup>2</sup>

鉄筋の測定位置		実験値			計算値*6	実/計
		載荷荷重 (実験値)	自重 (計算値)	合計		
上段板側	接合筋	39.6	169.8	209.4	213.4	0.98
	段差接合梁内	28.3	96.9	125.2	131.0	0.95
	肋筋	20.5	77.0	97.5	95.2	1.02
上段板外端部		22.1	120.2	142.3	185.3	0.77
下段板外端部		42.6	123.7	186.3	184.9	0.90

\*6 端部モーメントは 0.9 C で計算 (C は固定端モーメント)

### 3.2.3 初期たわみの実験値と計算値比較

初期たわみは 載荷直後の 5.44 mm から 10 数時間若干進行し 5.89 mm で安定した。表 - 11 に初期たわみの実験値と計算値の比較を示す。ここで初期たわみ計算値は, 弾性たわみと段差接合梁境界部の微小ひび割れによる回転たわみの和である。端部モーメントが 0.9 C のとき実 / 計は 1.00 (1.08) を示した ( ( ) 数値は 5.89 mm を基準)。

表 - 11 初期たわみの実験値と計算値の比較 (単位 mm)

	支保工撤去時 ①	載荷荷重時②		たわみ ①+②	実/計
		載荷荷重時	ひび割れ回転たわみ δ <sup>7</sup>		
実験値	2.48	2.96*8 (3.41*9)	—	5.44*8 (5.89*9)	—
計算値	0.7 C	5.11	3.41	9.11	0.60 (0.65)
	0.8 C	4.05	2.79	7.27	0.75 (0.81)
	0.9 C	2.99	2.17	5.46	1.00 (1.08)
	1.0 C	1.93	1.55	3.69	1.48 (1.59)

C : 固定端モーメント, \*7 : 回転たわみ  $\delta_0 = \frac{wL}{4d}$ , L : スパン

d : 上段板有効成

w : 段差梁境界部のひび割れ幅, \*8 : 載荷直後のたわみ

\*9 : 載荷 10 数時間後のたわみ

### 3.2.4 長期たわみ

635 日間の板中央部のたわみ経時変化を図 - 17 に, 長期たわみ増大率を図 - 18 に, 板の表面温度の経時変化を図 - 19 に示す。

初期たわみの 5.44 mm (5.89 mm) から, 635 日後 16.15 mm に増大した。長期たわみ増大率は 2.97 (2.74) で, 計算値 0.9 C の 2.96 倍であった。

その後, 除荷し 14 日残留たわみを計測した。除荷直後に 2.01 mm 減じ 14.14 mm となったあと, ほとんど変化しなかった。

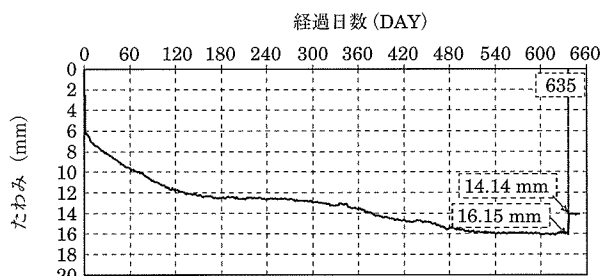


図 - 17 載荷後の経過日数と板中央たわみ

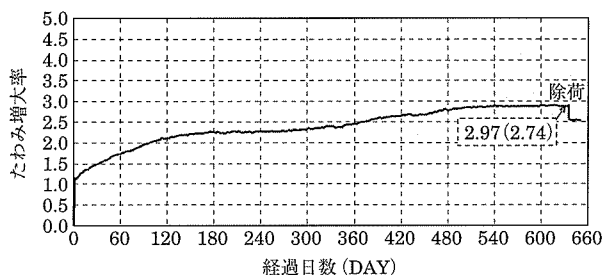


図 - 18 載荷後の経過日数と長期たわみ増大率

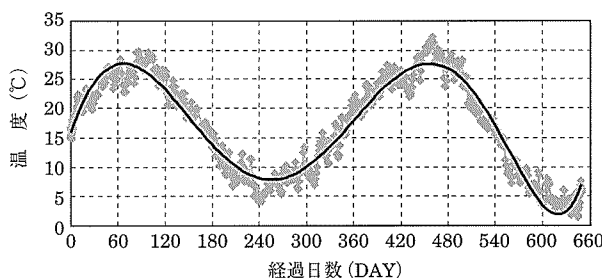


図 - 19 板の表面温度の経時変化

### 3.3 長期曲げ試験体の短期曲げ載荷実験

長期曲げたわみ計測終了後, 曲げ実験を実施した。図 - 20 に試験体と載荷ブロックを示す。実験は, 次の順序で載荷した。(1) 一段目の載荷ブロックを床全長にわたり載荷, (2) 二段目載荷ブロックを中央付近から左右交互に端部に向かって載荷した。おおよそ 2 載荷ブロック終了ごとにたわみを計測した。(3) 三段目ブロックについても同様の方式で載荷, (4) 全ブロックを除荷し, 計測した。

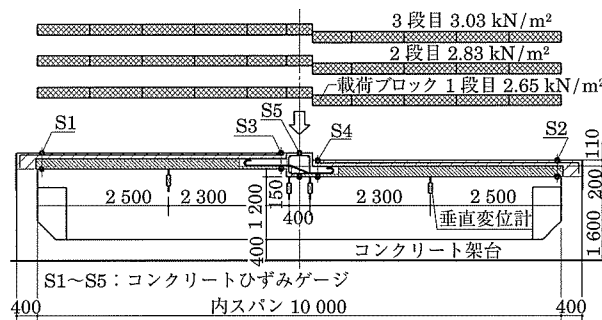


図 - 20 長期載荷試験体の載荷ブロックの載荷



3.3.1 段差部のコンクリートひび割れ状況

段差接合部のひび割れは、3 段目の荷重ブロック載荷後も載荷前の微小ひび割れのままでまったく変わらず、一般部を含めて新しいひび割れの発生は観察されなかった（写真 - 1）。

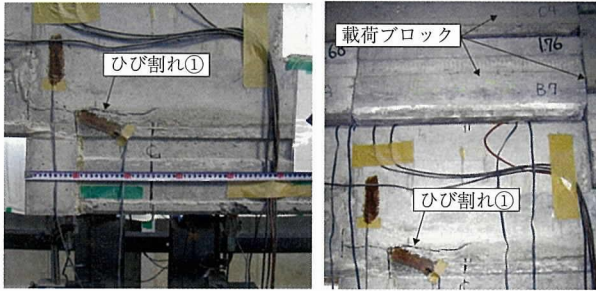


写真 - 1 段差接合梁部のひび割れ状況

3.3.2 載荷とたわみ

図 - 22 は中央モーメント - たわみ関係である。あわせて端部モーメントを  $1.0 C$ ,  $0.9 C$ ,  $0.8 C$  ( $C$ : 固定端モーメント) とした場合の計算値を示す。

両端固定梁の中央モーメント

$$M = M_0 - \beta (C_A + C_B) / 2 \quad (23)$$

ここで,

$$M_0 = w (b^2 - a^2) / 4 \quad (24)$$

$$C_A = w / L^2 [(L(b^2 - a^2) / 2 - 2L(b^3 - a^3) / 3 + (b^4 - a^4) / 4] \quad (25)$$

$$C_B = w / L^2 [(L(b^3 - a^3) / 3 - (b^4 - a^4) / 4] \quad (26)$$

両端固定梁の中央たわみ ( $L / 2 \geq b$ )

$$\delta = w / (96 EI) [3L^2 (b^2 - a^2) - (b^4 - a^4)] + L^2 / (16 EI) (C_A + C_B) \quad (27)$$

ただし,

$\beta$ : 材端部の固定端モーメントに対する係数 (実験値

$\beta = 1.0$ , 計算値  $\beta = 1.0, 0.9, 0.8$ )

$a, b$ : 荷重ブロック端部から材端までの距離

$w$ : 荷重ブロックの単位長さあたり重量

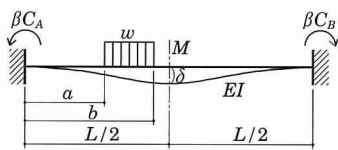


図 - 21 荷重ブロックによる荷重

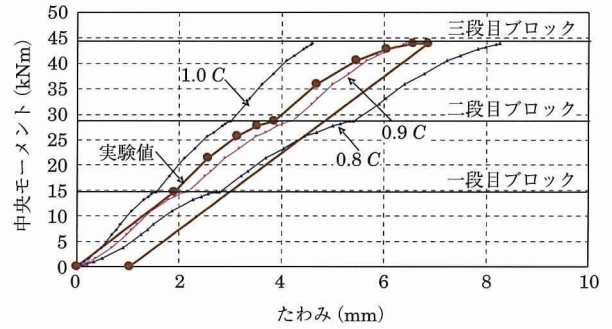


図 - 22 中央モーメントとたわみ関係

4. ま と め

S-HC 段差接合板の短期曲げ実験, 長期曲げ載荷たわみ計測ならびに長期積載荷重の 3 倍荷重曲げ実験から以下の結果を得た。

1. 曲げひび割れ荷重時のたわみは, 弾性たわみに段差部の微小ひび割れによる回転たわみを加算した計算値とよく一致した。
2. 段差接合梁の曲げ降伏耐力は, ずれ圧縮により欠落した段差上部の断面を無視した斜め梁として接合筋と肋筋の合力から, 同じく上段板と段差梁の境界部の曲げ降伏耐力は, トッピングコンクリートの被り厚さを無視した断面により計算し, 両者のうち低い値が実験値と対応する。
3. 工場組立て方式の試験体による長期たわみは, 初期たわみの 2.97 倍と小さい。
4. 長期たわみ試験体に長期設計荷重の 3 倍を掛けた曲げ載荷実験では, 新しいひび割れは発生せず, また, 中央モーメントたわみ関係は直線的な挙動を示した。
5. S-HC 段差合成床は工場組立て方式, 現場組立て方式ともに段差床として十分な性能を有していることが明らかになった。

参 考 文 献

- 1) 日本建築学会 RC 規準 (1999) 16 条付着および継手
- 2) 日本建築学会 PRC 指針 (2003) 付 1.2 PRC 部材の曲げひびわれ幅算定法
- 3) 成瀬忠他 ハーフプレキャスト床板を用いた床段差部の補強方法に関する研究 前田技術研究所報 Vol.40, pp. 57 - 63, 1999 (2.3.3 曲げ降伏耐力算定に当り参考とした)

【2009 年 5 月 1 日受付】