

(134) プレストレストコンクリート橋脚の設計

大成建設(株)	土木設計部	正会員	清水	徹
同上			○羽生	剛
住友建設(株)	P C設計部	正会員	山本	哲也
鹿島建設(株)	技術研究所		新井	崇裕

1. はじめに

(社)プレストレストコンクリート技術協会「橋脚P C構造研究委員会」では、軸方向にプレストレスを導入したコンクリート橋脚(以下P C橋脚)の耐震特性を明らかにし、その設計手法を確立する事を目的として研究を進めてきた。平成9年度に小型供試体25体、平成10年度には小型供試体5体と大型供試体2体の静的正負交番載荷実験を行い、実験により以下の知見が得られた。<sup>1)~4)</sup>

- 1) R C橋脚が軸方向鉄筋の座屈に伴い、急激な耐力低下が起こるのに対し、P C橋脚はその後も急激な耐力低下がなく、粘りある挙動を示す。
- 2) R C橋脚が紡錘型の履歴曲線を描くのに対し、P C橋脚は原点指向型の履歴曲線を描き、除荷後の残留変位が小さくなる。
- 3) P C橋脚はR C橋脚に比べ、曲げおよびせん断ひび割れの発生が少なくなる。
- 4) プレストレス導入量が大きいほどエネルギー吸収能は低下するが、残留変位は小さくなる。
- 5) P C鋼材に付着がない場合、P C鋼材の増分ひずみは小さく、付着がある場合に比べて残留変位を小さくすることができる。

このようにP C橋脚はR C橋脚にない耐震特性を有しており、その特性を有効に利用する事で合理的な橋脚構造となり得る事が証明された。同委員会ではこの結果を基に耐震設計ガイドライン<sup>5)</sup>を作成した。

本論文は1本柱のP C橋脚をガイドラインに沿って設計し、R C橋脚との比較を行ったものである。またプレキャストセグメント橋脚への適用についても検討を行った。

2. 耐震設計ガイドラインの概要

試設計の説明をするに当たり、以下にガイドラインの概要を示す。

耐震設計ガイドラインは、「道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編(以下、道示V)」<sup>6)</sup>を基本にして性能照査型としている。P C橋脚の耐震設計に適用し、橋の重要度に応じて必要とされる耐震性能を確保する事を目標としている。標準的な耐震設計の流れは以下の通りである。

地震動は道示Vに従い、橋の供用期間中に発生する確率が高い地震動(中規模地震)と供用期間中に発生する確率が低い大きな強度を持つ地震動(大規模地震)を考慮している。一般に中規模地震に対する照査は震度法により検討し、大規模地震に対する照査は地震時保有水平耐力法により検討する事としている。ここでP C橋脚にも地震時保有水平耐力法(動的な地震力を静的な地震力に置き換えて行う耐震計算法)を適用できるとした事が大きな特徴である。

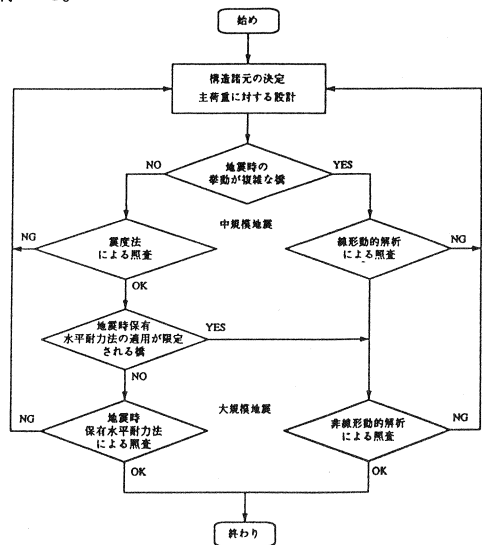


図2.1 標準的な耐震設計の流れ

R C橋脚に対しては、橋脚基部に塑性ヒンジの形成を想定し、これに伴う長周期化と安定したエネルギー

吸収を前提として、エネルギー一定則を用いた地震時保有水平耐力法が適用されている。一方PC橋脚はRC橋脚と比べて履歴減衰が小さい構造となるため、その適用が懸念されるが、非線形応答解析により検討した結果、PC橋脚に対してもエネルギー一定則による非線形応答の推定値と実際の値とはRC橋脚の推定精度とほぼ同程度であることから、PC橋脚においても簡便的に地震時保有水平耐力法を適用してよい事としている。

### 3. PC橋脚の設計(1本柱PC橋脚)

図2.1に示した設計の流れに従い、震度法による照査を行った後、地震時保有水平耐力法による照査を行う。本論文では最終的に決定した橋脚躯体に対して、地震時保有水平耐力法による照査結果を示す。地震時保有水平耐力法による設計手順は図3.1の通りである。

#### 3.1 設計条件

設計条件を以下に示す。

下部構造(図3.2、3.3参照)

橋脚:T型PC橋脚(h=20m) 基礎:直接基礎

使用材料:

コンクリート:  $\sigma_{ck}=35\text{MPa}$

鉄筋:SD345  $\sigma_y=350\text{MPa}$

PC鋼材:SWPR7B 12S15.2

$\sigma_{pu}=1900\text{MPa}$  プレストレス2MPa

上部工重量:  $W_0=40000\text{kN}$

橋の重要度:B種の橋

地域区分:A地域 地盤条件:I種地盤

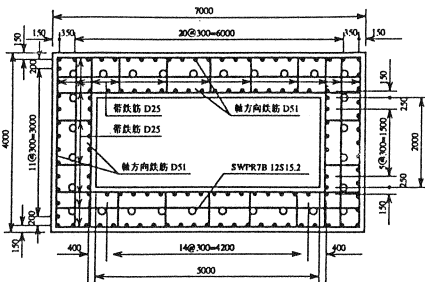


図3.2 橋脚断面図

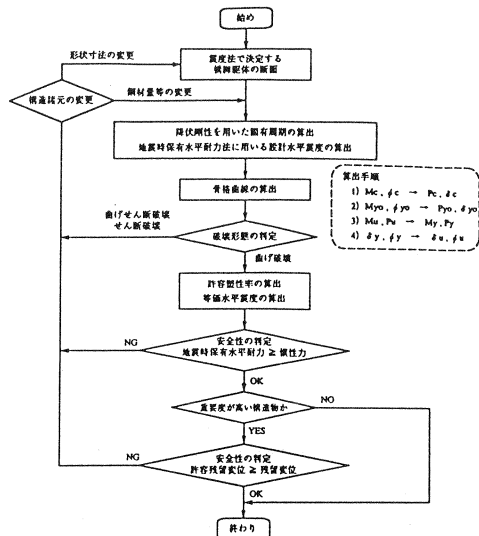


図3.1 PC橋脚の保耐法による設計手順

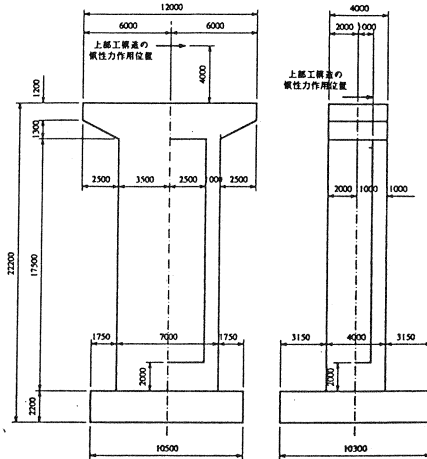


図3.3 橋脚一般図

### 3.2 地震時保有水平耐力法による耐震設計

#### 3.2.1 固有値および設計水平震度の算定

設計振動単位が1基の下部構造とそれが支持している上部構造部分からなる場合と見なし、1自由度系の振動理論を用いて固有周期を求め、地震時保有水平耐力法に用いる設計水平震度を算定する。地震時保有水平耐力法による設計では橋脚躯体の曲げ剛性として橋脚躯体の降伏剛性を用いる。表3.1に算定結果を示す。

表3.1 固有値及び設計水平震度

			橋軸方向	橋軸直角方向
固有周期	T	sec	1.082	0.850
設計水平震度	タイプ-I	$k_{hc}$	0.70	0.70
	タイプ-II	$k_{hc}$	1.12	1.54

### 3. 2. 2 骨格曲線の算出

上述したように、ガイドラインではPC橋脚もRC橋脚と同様、エネルギー一定則が成り立つものとし、水平力-水平変位の骨格曲線は完全弾塑性型としている。

コンクリートの応力-ひずみ関係は道示V9.4により算出する。ひび割れ時・初降伏時・降伏時については道示V9.3により算出し、終局時については「3. 2. 3 PC橋脚の終局限界状態の定義」に準じて算出する。PC橋脚の場合の初降伏とは、RC橋脚と同様、最外縁の鉄筋の降伏をもって初降伏としている。

タイプII地震動に対する橋軸方向・橋軸直角方向の骨格曲線を図3.4に示す。

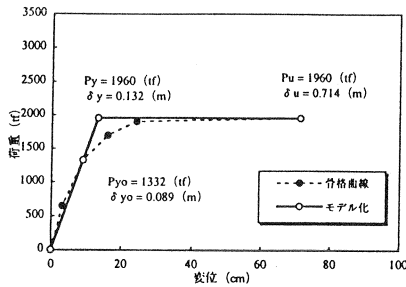


図3.4a 橋軸方向の骨格曲線 (タイプII)

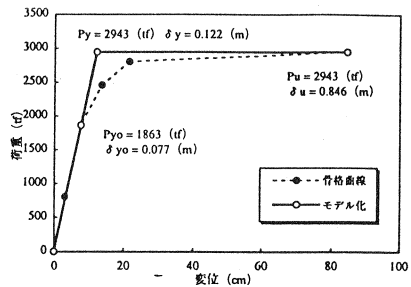


図3.4b 橋軸直角方向の骨格曲線 (タイプII)

### 3. 2. 3 PC橋脚の終局限界状態の定義

道示V (平成8年度版)において、RC橋脚の終局時とは、「最外縁に配置された軸方向圧縮鉄筋位置においてコンクリートの圧縮ひずみが終局ひずみ  $\epsilon_{cu}$  に達する時」と定義している。

ガイドラインでは、PC橋脚の終局をコアコンクリートの健全性が維持できるような軸鉄筋の座屈開始程度としている。実験結果によると軸方向鉄筋の座屈後もじん性に富んだ性状を示す事が分かっているが、終局限界状態を軸鉄筋の度座屈開始程度とした場合、プレストレス量によらず曲率塑性率  $\mu_\phi$  ( $\phi_u / \phi_y$ ) は、15.0程度 (交番載荷実験供試体の変位塑性率では6.0程度) となる。従って、曲率塑性率  $\mu_\phi = 15.0$  を終局限界状態としている。従って骨格曲線の算出にあたっては、

- 1) 終局耐力  $P_u$  は、道示V9.3により算出するものとしているが、実験結果より便宜的にかぶり剥離を考慮せずに断面の最外縁位置において、コンクリートが終局ひずみに達する時として算出する。
- 2) 終局変位  $\delta_u$  は、終局曲率塑性率  $\mu_\phi = 15.0$  を用いて次式により算出する。

$$\delta_u = \delta_y + \phi_y (\mu_{\phi u} - 1) L_p (h - \frac{L_p}{2})$$

ここで  $\delta_y$ : 降伏変位 (m)                       $L_p$ : 塑性ヒンジ長 (m)       $L_p = 0.5 D$

$\phi_y$ : 降伏曲率 (1/m)                       $D$ : 断面高さ (m)

$h$ : 橋脚基部から上部構造慣性力作用位置までの距離 (m)

### 3. 2. 4 破壊形態の判定

道示V9.5によりせん断耐力を算出し、破壊形態を判定する。ガイドラインでは原則として十分な帯鉄筋を配置し、曲げ破壊型となるように計画されたPC橋脚を対象としている。従って曲げ破壊からせん断破壊移行型およびせん断破壊型となるような場合は、断面の変更または別途実験および解析的に検討することが必要である。ここでは、タイプII地震動に対する橋軸方向の照査を示す。

$$P_s = 2380.1 (tf) \geq P_u = 1960.0 (tf)$$

故に、終局水平耐力がせん断耐力より小さいため曲げ破壊先行型と判定される。

### 3. 2. 5 安定性の判定 (地震時保有水平耐力の照査)

許容塑性率を求め、等価水平震度を算出する。ここでは、タイプII地震動に対する橋軸方向の照査を示す。

$$P_a = P_u = 1960.0 (tf)$$

$$k_{hr} \times W = 1924 \text{ (tf)} \quad \rightarrow \quad W = W_u + c_p W_p = 4527.5 \text{ (tf)}$$

$$P_a \geq k_{hr} \times W$$

故に、地震時保有水平耐力が慣性力を上回っていることから安全性を満足する。

### 3. 2. 6 安定性の判定 (残留変位の照査)

対象橋梁はB種の橋なので、残留変位  $\delta_R$  の照査を行う必要がある。橋脚の許容残留変位は、橋脚下端から上部構造の慣性力作用位置までの高さ  $h$  の  $1/100$  としている。

$$\delta_{Ra} = \frac{h}{100} = 0.2 \text{ (m)}$$

P C 橋脚の残留変位は、実験結果より P C 鋼材の耐力分担率  $\gamma$  と応答変位  $\delta_m$  を用いて次式で表される。

$$\delta_R = 0.6 (1 - \gamma) (\delta_m - \frac{P_u}{K_y}) = 0.120 \text{ (m)}$$

ここで  $\delta_m = \mu_R \delta_v \quad \rightarrow \quad \mu_R$  : 橋脚の応答塑性率

$$\mu_R = \frac{1}{2} \left( \left( \frac{k_{hc} \times W}{P_a} \right)^2 + 1 \right) = 3.824$$

$$\gamma = \frac{M_{pu}}{M_{pu} + M_{su}} \quad \rightarrow \quad M_{pu} : \text{P C 鋼材が負担する耐力}, \quad M_{su} : \text{鉄筋が負担する耐力}$$

$$\delta_{Ra} \geq \delta_R$$

故に、残留変位についても満足する結果となった。

タイプIおよびタイプII地震動に対する安全性の判定結果を表3.2に示す。いずれの地震動に対しても安全性を満足している。

表3.2 安全性の判定結果

		橋軸方向		橋軸直角方向		
		タイプ-I	タイプ-II	タイプ-I	タイプ-II	
地震時保有水平耐力の照査	$K_w \times W$	tf	1811.0	1923.9	1811.0	2334.6
	$P_a$	tf	1960.0	1960.0	2943.2	2943.2
	判定	$P_a > K_w \times W$	OK	OK	OK	OK
残留変位の照査	$\delta_R$	m	0.034	0.120	0.003	0.091
	$\delta_m$	m	0.2	0.2	0.24	0.24
	判定	$\delta_m > \delta_R$	OK	OK	OK	OK

### 3. 3 R C 橋脚と P C 橋脚との比較

上述した設計条件を R C 橋脚で設計した場合の断面形状を図3.5に、最も厳しいタイプII地震動に対する橋軸方向の設計結果の比較を表3.3に示す。

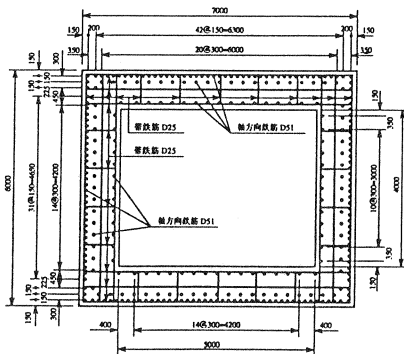


図3.5 R C 橋脚の断面形状

P C 橋脚を採用する事により、断面を細くする事ができる。その結果、固有周期が長くなり、等価水平震度を低減させることができる。本設計例では R C 橋脚と比べて断面を 2m 細くする事ができ

表3.3 R C 橋脚と P C 橋脚の比較

		R C 橋脚	P C 橋脚
橋軸方向幅	b (m)	6.0	4.0
橋軸直角方向幅	h (m)	7.0	7.0
断面積	A (m <sup>2</sup> )	22.0	18.0
下部工重量	W <sub>p</sub> (tf)	1364.	1055.
鉄筋	橋軸	D51x45, 23	D51x23
	橋軸直角	D51x17	D51x18
	橋軸直角	D51x34, 17	D51x12
P C 鋼材	橋軸	—	12S15.2x20
	橋軸直角	—	12S15.2x8
	A <sub>p</sub> (m <sup>2</sup> )	0.6040	0.2437
固有周期	T (sec)	0.613	1.082
設計水平震度	k <sub>w</sub>	2.00	1.12
保有水平耐力	P <sub>a</sub> (tf)	3388	1960
慣性力	k <sub>w</sub> × W (tf)	2809	1924
判定	P <sub>a</sub> > k <sub>w</sub> × W	OK	OK
許容残留変位	δ <sub>m</sub> (m)	0.2	0.2
残留変位	δ <sub>R</sub> (m)	0.142	0.120
判定	δ <sub>m</sub> > δ <sub>R</sub>	OK	OK

鉄筋量も40%減らす事ができた。またこれに加え、ひび割れが入りづらく、残留変位が小さいというPC構造特有の付加価値もあり、断面厚に制約がある場所や供用性を重視した場所等への適用が今後、見込まれる。

#### 4. PC橋脚の設計(プレキャストセグメント橋脚)

##### 4.1 設計方法

プレキャストセグメント橋脚は、都市部において工期短縮を計れる構造として注目される。プレキャストセグメント橋脚の設計のポイントは、応答曲げモーメントに対してPC鋼材をどの程度まで降伏させてよいかという点にある。ガイドラインによれば「PC鋼材ひずみの制限値の設定にあたってはPC鋼材が破断に対して十分に安全であるだけでなく、初期緊張力が大きく低下しない範囲とする必要がある」となっている。

今回の試設計では、実験結果から回転角変位 $\delta/m$ を4/200までに留める事を基本として設計し、動的解析により照査するものとした。これはPC鋼材のひずみが15000 $\mu$ 程度となり、プレストレス導入力が25%程度低下した時点の値である。動的解析から断面形状を決定するのは困難であり、断面形状の仮定には次の2つの方法が考えられる。

- 1) 中規模地震より(震度法を適用して)断面を設定する方法。
- 2) 大規模地震より(地震時保有水平耐力法が適用できると仮定して)断面を設定する方法。

通常、大規模地震に対して断面が決定される事が多い事から、地震時保有水平耐力法が適用できると仮定して断面を設定する事とした。実験結果より、許容応答変形を回転角変位4/200と設定すると、PC鋼材の降伏を基準とした許容応答曲率塑性率は $\mu_{ps}=1.4$ となり、この制限値を用いて地震時保有水平耐力法により設計を行った。

##### 4.2 設計条件

設計条件を以下に示す。

下部構造(図4.1、4.2参照)

橋脚：T型PC橋脚(h=10m)

基礎：直接基礎

使用材料：

コンクリート： $\sigma_{ck}=35\text{MPa}$

鉄筋：SD345  $\sigma_y=350\text{MPa}$

PC鋼材：SWPR7B 12S15.2

$\sigma_{pu}=1900\text{MPa}$

プレストレス2MPa

上部工重量： $W_u=7100\text{kN}$

橋の重要度：B種の橋

地域区分：A地域

地盤条件：II種地

##### 4.3 照査結果

断面決定の為に地震時保有水平耐力法による照査は、上述の設計例と同様にして行い、地震時保有水平耐力・残留変位とも安全性を満足する結果であった。

表4.1に示す。

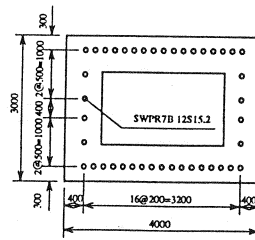


図4.1 橋脚断面図(接合断面)

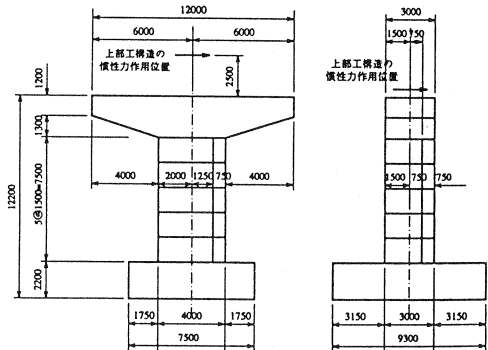


図4.2 橋脚一般図

表4.1 安全性の判定結果

			橋軸方向		橋軸直角方向	
			タイプ-I	タイプ-II	タイプ-I	タイプ-II
地震時保有水平耐力の照査	$K_w \times W$	tf	648.12	1334.37	643.25	1324.33
	Pa	tf	1552.26	1630.09	1426.78	1565.92
	判定	$Pa > K_w \times W$	OK	OK	OK	OK
残留変位の照査	$\delta_R$	m	0.0	0.0	0.0	0.0
	$\delta_{ps}$	m	0.1	0.1	0.125	0.125
	判定	$\delta_{ps} > \delta_R$	OK	OK	OK	OK

保耐法により決定した断面に対して動的解析による照査を行った。解析モデルを図4.3に示す。上部構造部及びフーチング部に質点を設け、橋脚部を梁要素でモデル化した。梁要素には部材の曲げモーメントと曲率の関係をトリ・リニア型の原点指向型モデルとして非線形性を考慮した。入力波にはJ R西日本鷹取駅構内でとれたNS成分波(686.8Gal)を入力した。橋軸・橋軸直角方向に対し照査した。ここでは橋軸方向のみ記述する。

上部構造慣性力作用位置での応答変位を図4.4に示す。最大応答変位は12.8cmとなり、回転角変位20cm以内で応答している。また橋脚基部の応答曲げモーメントと曲率の関係を図4.5に示す。基部での応答も、回転角4/200で規定した制限値の範囲内で応答しており、安全性を満足する結果となった。

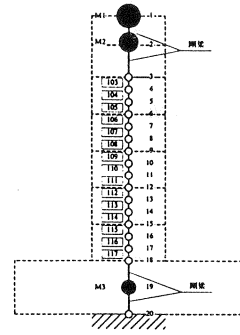


図4.3 解析モデル(橋軸方向)

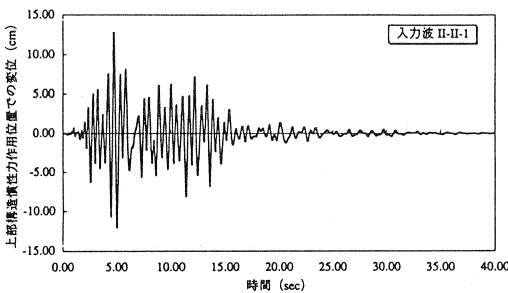


図4.4 上部構造慣性力作用位置での  
応答変位(橋軸方向)

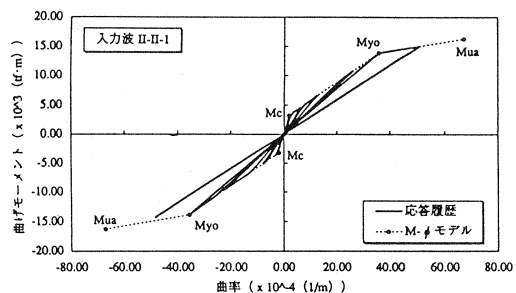


図4.5 橋脚基部での応答曲げモーメントと  
曲率の関係(橋軸方向)

まとめ

- 1) 試設計の結果、P C橋脚はR C橋脚に比べて断面を細くでき、これに加えP C構造特有のひび割れが入りづらく、残留変位が小さいという付加価値を持った構造形式だということがわかった。
- 2) プレキャストセグメント橋脚への適用では、試みとして地震時保有水平耐力法が適用できると仮定して断面を設定し、動的解析により照査する事とした。その結果、設計値と同程度の応答値が得られ、地震時保有水平耐力法で設定した断面は制限値以内に留まっていることが確認できた。

謝辞

本研究は、(社)プレストレストコンクリート技術協会「橋脚P C構造研究委員会」(委員長:池田尚治 横浜国立大学教授)の一環として行ったものである。ここに関係各位に謝意を表す。

参考文献

- 1) 池田・森・吉岡:プレストレストコンクリート橋脚の耐震性に関する研究、P C技術協会誌、Vol.40、No.5、1998.9
- 2) 太田・新井・山本:プレストレストコンクリート橋脚の耐震性に関する実験的研究(その1)、第8回シンポジウム論文集、pp411~414
- 3) 羽生・清水・日紫喜・新井:プレストレストコンクリート橋脚の耐震性に関する実験的研究(その2)、第8回シンポジウム論文集、pp415~420
- 4) 鈴木・森・吉岡・大谷:プレストレストコンクリート橋脚の耐震性に関する実験的研究(その3)、第8回シンポジウム論文集、pp421~424
- 5) P C技術協会:プレストレストコンクリート橋脚の耐震設計ガイドライン、1999.8
- 6) 日本道路協会:道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編(H8年度版)、1996.12